

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*



*UNIVERSITE de JIJEL*



*Département de Génie Civil et Hydraulique*

# PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de

**MASTER ACADEMIQUE**

Filière : hydraulique

Option : hydraulique urbaine

*Thème*

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA DIGUE  
D'UNE RETENUE COLLINAIRE  
(Wilaya de Constantine)**

Présenté par :

- **Tebibel Nesrine**
- **Sahraoui Imane**

Encadré par :

**Mr : Belaabed.F**



**Promotion 2019**



# Résumé

Ces travaux comprenant notamment une étude d'avant-projet détaillé de la digue d'une retenue collinaire Lamridj – commune Bani Humaidan- wilaya Constantine -pour irriguer les terres agricoles avoisinantes de cette retenue.

Après une étude approfondie et exhaustive des différentes étapes "géologique, géotechnique, hydrologique et topographique" et après avoir étudié la digue en terre homogène, nous sommes arrivés aux résultats suivants : la hauteur de la digue est égale 16,93 mètres et un volume utile de stockage de 105540 mètres cubes.

Finalement, la stabilité de la digue a été réalisée par la méthode de Fellenius, ce qui a montré que la digue est stable.

Mots clés :

Digue, retenue collinaire, stabilité, Felleniu Lamridj – commune Bani Humaidan-

# Abstract

This work includes a detailed preliminary design study of the dike of a Lamridj reservoir – Bani Humaidan –Constantine – to irrigate the agricultural land surrounding this reservoir.

After a thorough and exhaustive study of the various "geological, geotechnical, hydrological and topographical" stages and after having studied the homogeneous earth dyke, we came up with the following results: the height of the dike is equal to 16.93 meters and a useful storage volume of 105540 cubic meters.

Finally, the stability of the dike was achieved by the Fellenius method, which showed that the dike is stable.

Keywords:

Dam, hill hold, stability, Fellenius, Lamridj – commune Bani Humaidan-

# ملخص

يتضمن هذا العمل الدراسة التفصيلية لما قبل إنجاز السد للحاجز المائي لمريج- بلدية بني حميدان - ولاية قسنطينة -

لسقي الأراضي الزراعية المجاورة للحاجز المائي.

بعد دراسة دقيقة وشاملة لمختلف مراحل " الجيولوجية، جيوتكنيك، الهيدرولوجية والطبوغرافية" وبعد دراسة سد التراي المتجانس، حصلنا على النتائج التالية: ارتفاع السد يقدر بـ 19.09مترا وبسعة التخزين للمياه المستعملة تقدر بـ 105540متر مكعب. في النهاية أجريت دراسة استقرار السد بطريقة الحساب fellenius والتي أظهرت ان السد مستقر.

**الكلمات الرئيسية:**

السد، الحاجز المائي استقرار، لمريج- بلدية بني حميدان- Fellenius-

# Remerciements

Tout travail réussi dans la vie nécessite en premier lieu la bénédiction de Dieu, et ensuite l'aide et le support de plusieurs personnes.

Nos remerciements s'adressent tout d'abord à ALLAH, le tout puissant qui a tracé le chemin de notre vie, qui nous a accordé la volonté et la patience nécessaire à la réalisation de ce mémoire.

On tient notamment à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur **Mr. Belaabed.F** pour nous avoir proposé cet intéressant thème, orienté, conseillé et les efforts qu'il a déployés pour l'élaboration de ce travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres de jury.

Nos derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous nos amis de la promotion 2019, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

Et en fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

# Dédicace

A mes parents qui sont très chers.

À mon cher ami A.

A tous mes frères.

A toute ma famille.

A ceux qui m'aime et m'ont aidée sans qu'ils le sachent.

Aux chères amies Hanane, Nadjwa, qui m'ont toujours soutenu.

*Sahraoui imane.*

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect a :

Ma mère qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour l'affection qu'elle m'a toujours portée.

Mon père qui m'a tout donné pour que j'atteigne mon but dans son sens spirituel.

Mes frères : Faouzi, Islam et Riad.

Toute la famille TEBIBEL et BENHABILES.

Mes chers amis et mes collègues de la promotion hydraulique 2019.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

*Tebibnesrine.*

# Liste des matières

Résumé .....	i
Remerciements.....	ii
Dédicace .....	iii
Dédicace .....	iv
Table des matières.....	v
Liste des notations .....	ix
Abréviations .....	xi
Table des figures .....	xii
Table des tableaux .....	xiv
Introduction générale.....	xvi
CHAPITRE I.....	1
Généralité sur les barrages .....	1
I.1. Introduction.....	1
I.2. Définition du barrage .....	1
I.3. Utilité des barrages.....	2
I.4. Différents types de barrage .....	3
I.4.1. Barrage en béton .....	3
<i>I.4.1.1 Barrage poids</i> .....	3
<i>I.4.1.2 Barrage à contreforts</i> .....	4
<i>I.4.1.3 Barrage voûte</i> .....	6
I.4.2. Barrage en remblai .....	7
<i>I.4.2.1. Barrage en terre</i> .....	8
<i>I.4.2.1. Les barrages en enrochement</i> .....	11
I.5. Eléments constructifs d'un barrage .....	12
I.5.1. Corps du barrage .....	12
I.5.2. Les ouvrages annexes .....	14
<i>I.5.2.1. Ouvrage de prise d'eau</i> .....	14
<i>I.5.2.2. Ouvrage de vidange</i> .....	15
I.5.2.3. Ouvrage d'évacuateur de crues .....	16
<i>I.5.2.4. Le déversoir</i> .....	19
I.6. Conclusion .....	23
CAPITRE II.....	24
Révision des données naturelles.....	24
II.1. Introduction .....	24
II.2. Etude topographique .....	24

II.2.1. Situation géographique de la zone d'étude .....	24
II.2.2. L'objectif du projet .....	24
II.2.3. Choix de l'axe de la retenue collinaire .....	24
II.3. Etude géologique et étude géotechnique .....	25
II.3.1. Introduction .....	25
II.3.2. Etude géologique .....	26
II.3.2.1. Géologie générale.....	26
II.3.2.2. Sismicité de la région d'étude .....	28
II.3.3. Etude géotechnique .....	28
II.3.3.1. Prospection géotechnique de terrain .....	28
II.3.3.2. Prospection géotechnique de laboratoire .....	28
II.3.3.3. Résultats géotechniques de terrain, laboratoire et leur interprétation .....	29
II.4. Conclusion générale et recommandations .....	33
CHAPITRE III .....	34
Etude hydrologique et régularisation des débits.....	34
III.1. Introduction .....	34
III .2. Caractéristiques du bassin versant .....	34
III .2.1. Paramètres géométriques.....	34
III .2.1.1. Superficie du bassin versant .....	34
III .2.1.2. Périmètre du bassin versant .....	35
III .2.1.3. La longueur du thalweg principal .....	35
III .2.1.4. Indice de compacité de Gravellius " $K_c$ " .....	35
III .2.1.5. Rectangle équivalent .....	36
III .2.2. Paramètres du relief.....	37
III.2.2.1. Courbe hypsométrique .....	37
III .2.2.2. Altitude médiane du bassin versant.....	39
III .2.2.3. Altitude moyenne du bassin versant .....	39
III .2.2.4. Indice de pente globale $I_g$ .....	39
III .2.3. Réseau d'écoulement .....	40
III.2.3.1. Temps de concentration.....	40
III.2.3.2. Vitesse de ruissellement .....	40
III .2.3.3. La densité de drainage $D_d$ .....	40
III .2.3.4. Le coefficient de torrentialité $C_t$ .....	41
III .3. Caractéristiques climatiques .....	41
III .3.1. La température .....	41
III .3.2. L'évaporation .....	41
III .3.4. La vitesse du vent .....	42

III.3.5. La pluviométrie .....	42
III .3.6. Analyse statistique des pluies maximales journalières .....	43
III .3.6.1. Paramètres statistiques de l'échantillon .....	43
III .3.6.2. Ajustement des pluies maximales journalières .....	44
III .3.6.2. Conclusion .....	47
III .4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	48
III .5. Etudes des apports.....	50
III .5.1. Apport moyen annuel ( $A_0$ ) .....	50
III .5.2. Caractéristiques de l'écoulement .....	51
a)° Module de l'écoulement .....	51
b) ° Module de l'écoulement relatif .....	51
c)° Lamme d'eau écoulée .....	52
d) ° Coefficient de l'écoulement .....	52
e)° Coefficient de variation .....	52
III .5.3. Estimation fréquentielle des apports .....	53
III .5.4. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	54
III .6. Etude des crues.....	54
III .6.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue .....	55
1. Formule de MALLET-GAUTHIER .....	55
2. Formule de SOKOLOVSKY .....	55
3. Formule de TURRAZA .....	56
III .6.2. Hydrogramme de crue .....	57
III .7. Estimation de la crue de projet .....	60
III .8. Apports solides .....	61
III .9. Calcul du volume mort .....	62
III .10. Régularisation des débits .....	62
III .10.1. Les courbes Caractéristiques du bassin .....	63
III .10.2. Répartition mensuelle de l'apport $A\%$ et de la consommation $U\%$ .....	67
III .10.3. Calcul du volume utile .....	67
III .10.3.1. Régularisation saisonnière .....	68
III .11. Laminage des crues .....	70
III.10. Conclusion .....	73
CHAPITRE IV .....	75
Conception et stabilité de l'ouvrage.....	75
IV.1. Introduction .....	75
IV.2. Dimensionnement de la digue (homogène en argile) .....	75
IV.2.1 Calcul des différents niveaux d'eau .....	75



IV.2.2	Longueur en crête .....	78
IV.2.3	Pente des talus .....	78
IV.2.4	Protection des talus .....	79
IV.3	La clé d'étanchéité .....	80
IV.4.	Le dispositif de drainage du remblai .....	81
IV.4.1.	Le drain vertical .....	81
IV.4.2.	Le tapis drainant sous le talus aval .....	82
IV.4.3	Le prisme de drainages .....	82
IV.5	Calcul des filters.....	83
IV.5.1	Règles des filtres .....	83
IV.5.2	Détermination de la courbe granulométrique des filtres .....	84
IV.5.3.	Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres .....	84
IV.5.4.	Conclusion .....	86
IV.6.	Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation .....	86
IV.6.1.	Tracer de la ligne de saturation .....	86
IV.6.2.	Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) .....	88
IV.6.3.	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage .....	89
IV.6.4.	débit d'infiltration à travers la fondation .....	90
IV.7.	Calcul de stabilité .....	90
IV.7.1.	Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) .....	90
IV.7.1.2.	<i>Conséquences de l'instabilité des talus</i> .....	91
IV.7.1.3.	<i>Ordre de calcul (Méthode des tranches)</i> .....	91
IV.7.1.4.	Les caractéristiques géotechniques des sols .....	93
IV.7.2.	Calcul des forces appliquées à chaque tranche .....	93
IV.7.3	Classement des forces .....	95
IV.7.4.	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	96
IV.8.	Tassement du barrage .....	98
IV.9.	Conclusion .....	100
	<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>101</b>
	<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>102</b>
	<b>ANNEXE .....</b>	<b>103</b>

# Liste des notations

Symbole	Désignation	Unité
$\alpha$	Le coefficient d'accélération sismique	-
$C_t$	Densité de drainage	-
$I_g$	Indice global	-
$C_v$	Coefficient de variation	-
$C_t$	Le coefficient de torrentialité	-
$C_s$	Coefficient d'asymétrie	-
$W_n$	Teneur en eau naturelle	%
$S_r$	Degré de saturation	%
$d$	Densité sèche	t/ m <sup>3</sup>
$P$	Périmètre	Km
$L$	Longueur	Km
$l$	Largeur	Km
$L_p$	Longueur du cours d'eau principal	Km
$S$	Surface	Km <sup>2</sup>
$S_{bv}$	Superficie du bassin versant	Km <sup>2</sup>
$D_d$	Densité de drainage	km/ Km <sup>2</sup>
$V_r$	Vitesse de ruissellement	Km/h
$E_s$	Apport solide	t/Km <sup>2</sup> /an
$K$	Perméabilité	cm/s
$T_c$	Temps de concentration	h
$V_{mort}$	Volumemort	m <sup>3</sup>
$V_s$	Volumedes solides	m <sup>3</sup> /an
$Q$	Débit	m <sup>3</sup> /s
$Q_{max\%}$	Débit maximum	m <sup>3</sup> /s
$b$	Largeur déversant	m
$H_d$	Lamedéversant	m
$RH$	Rayon hydraulique	m
$P_{moy}$	Pluie moyenne annuelle	m
$L_e$	Lame d'eau écoulée	m

A0	Apportmoyen annuel	Mm <sup>3</sup>
P <sub>ct</sub>	Pluie coute durée	mm
P <sub>maxj</sub>	Pluie maximale journalière	mm
I <sub>tc</sub>	Intensité des pluies	mm/h
Cf	Côte du fond	m NGA
H <sub>min</sub>	Altitude minimale du bassin versant	m NGA
H <sub>moy</sub>	Altitude moyenne du bassin versant	m NGA
M <sub>e</sub>	Module de l'écoulement	l/s
M <sub>0</sub>	Module spécifique moyen	l/s/km <sup>2</sup>

# Abréviations

**NNR** : cote au Niveau Normale de la **R**etenué.

**NPHE** : cote au Niveau de **P**lus **H**autes **E**aux.

**NVM** : cote au Niveau de **V**olume **M**ort.

**DRE** : **D**irection des **R**essources en **E**au, de la Wilaya de coonstatine.

**ONM** : **O**ffice **N**ational de la **M**étéorologie.

**ANRH** : **A**gence **N**otionnel des **R**essources **H**ydrique.

**ANBT** : **A**gence **N**ationale des **B**arrages et **T**ransferts.

**NMR** : **N**iveau **M**ort de la **R**etenué.

**NPHE**: **N**iveau des **P**lus **H**autes **E**aux.

**DRE** : **D**irection des **R**essources en **E**au, de la Wilaya de Constantine.

# Liste des figures

Figure I-1 : Barrage Zayandehrood-Iran -1970. ....	2
Figure I-2 : Coupe transversale d'un barrage en béton. ....	3
Figure I-3 : Barrage poids (Panix, Grison-1989).....	4
Figure I-4 : Différents types de barrages à contreforts.....	5
Figure I-5 : barrage à contreforts.....	5
Figure I-6 : <i>Barrage voûte</i> .....	6
Figure I-7 : Catégories des barrages en remblai .....	8
Figure I-8 : Barrage homogène. ....	9
Figure I-9 : Barrage zoné avec noyau vertical.....	10
Figure I-10 : Barrage à masque amont. ....	10
Figure I-11 : Barrage en enrochement.....	11
Figure I-12 : Eléments constructifs d'un barrage.....	12
Figure I-13 : caractéristiques de la capacité d'une retenue .....	14
Figure I-14 : Évacuateur de crues en charge. 'évacuateur de crues en puit (tulipe) :.....	17
Figure I-15 : Évacuateur à écoulement libre. ....	19
Figure I-16 : Déversoir en touches de piano - Barrage Malarce – France.....	20
Figure I-17 : Déversoir en mince paroi. ....	21
Figure I-18 : Déversoir à seuil épais. ....	21
Figure I-19 : Déversoirs standard. ....	21
Figure I-20 : Déversoir en labyrinthe. ....	22
Figure I-21 : Les hausses fusibles. ....	22
Figure I-22 : Déversoir en touches de piano. ....	22
Figure II-01: Plan de situation de la future retenue collinaire.....	25
Figure II-02 : Carte géologique régionale .....	27
Figure III-01: Réseau hydrographique du bassin versant.....	36
Figure III-02 : Hypsométrie du bassin versant .....	38
Figure III-03 : Courbe hypsométrique du bassin vers. ....	38
Figure III-04 : Répartition moyennes mensuelles des pluies. ....	43
Figure III-05 : Ajustement à la loi de Log normale.....	47
Figure III-06 : Ajustement à la loi de Gumbel. ....	48
Figure III-07 : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences. ....	49
Figure III-08: Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour.....	60
Figure III-09: Courbes caractéristiques de la retenue. ....	65

Figure III-10 : Courbes $q = f(H)$ .....	72
Figure IV-01: Clé d'étanchéité du barrage.....	81
Figure IV-02 : calcul les infiltrations atravers le corps de la digue.....	88
Figure V-03 : Schéma de calcul de stabilité.....	98

# Liste des tableaux

Tableau I-01 : Les principaux rôles des barrages.....	2
Tableau I-02 : Les paramètres de la conduite en fonction de $H^2 \sqrt{v}$ .	16
Tableau II-01 : Caractéristique géotechnique de la terrains de fondation de la digue. ....	32
Tableau II-02 : Caractéristique géotechnique de la remblai de la digue. ....	32
Tableau III-01 : La répartition des surfaces en fonction des cotes.....	37
Tableau III-02: Répartition mensuelle de la température (c°).....	41
Tableau III-03 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm).....	42
Tableau III-04 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent.....	42
Tableau III-05 : Station pluviométrique. ....	42
Tableau III-06 : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1984-2009).....	43
Tableau III-07 : Paramètres statistiques de l'échantillon. ....	44
Tableau III-08 : Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal. ....	46
Tableau III-09: Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel.....	47
Tableau III-10 : Les précipitations et les intensités des différent fréquence. ....	49
Tableau III-11:Récapitulatif des apports.....	51
Tableau III-12:Récapitulatif des $C_v$ .....	53
Tableau III-13: Les apports de différentes fréquences. ....	53
Tableau III-14 : Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport. ....	54
Tableau III-15 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour. ....	55
Tableau III-16: Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	56
Tableau III-17: Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	57
Tableau III-18 : Récapitulatif des résultats de débit de crue. ....	57
Tableau III-19: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue. ....	58
Tableau III-20 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet.....	61
Tableau III-21: Surface et volume en fonction de l'altitude. ....	64
Tableau III-22: Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation. ....	66
Tableau III-23: Régularisation saisonnière. ....	68
Tableau III-24: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	70
Tableau III-25 : Détermination de $H_0$ et $Q$ en fonction de $b$ . ....	70
Tableau III -26 : Débits déversant en fonction de $h$ et $b$ et le volume de crue. ....	71
Tableau III-27: Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE. ....	72
Tableau IV-01: Récapitulatif des résultats de la largeur en crête.....	77
Tableau IV-02 : Classification de l'ouvrage. ....	78
Tableau IV-03 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage.....	79
Tableau IV-04 : <i>Valeur de C</i> . ....	80
Tableau IV-05 : Les valeurs du coefficient $C$ . ....	82

Tableau IV-06 : Les coordonnées de la parabole. ....	88
Tableau IV-07 : Gradient hydraulique admissible. ....	90
Tableau IV-08 : Coefficient de stabilité admissible des talus. ....	92
Tableau IV-09 : ( $K_1$ - $K_2$ ) en fonction des pentes des talus. ....	93
Tableau IV-10 : Les caractéristiques géotechniques des sols. ....	94
Tableau V-11 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement. ....	97



# Introduction générale

L'Algérie, un pays en voie de développement, qui donne une grande importance aux ressources hydriques et aux eaux de surface en particulier.

Puisque la demande en eau d'irrigation est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilité d'exécution, adaptation aux reliefs Algériens, et pour compléter les déficits et améliorer ces services envers les citoyens.

La construction d'une retenue collinaire Lemridj sur Oued Bouhaiane, dans la région de Beni Hamidène - Willaya de Constantine, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres environnantes.

L'étude d'avant-projet détaillé va se dérouler comme suit :

Une reconnaissance détaillée de la zone d'étude sera entreprise ; en effet une étude topographique ainsi qu'une analyse des conditions géologiques et géotechniques seront menées afin de déterminer les caractéristiques du site, à savoir les paramètres physiques, mécaniques et hydrauliques, en particulier le coefficient de perméabilité « K ».

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et hydrologiques c'est à dire :

- La détermination de la pluie maximale journalière en utilisant le test d'homogénéité, la loi d'ajustement de Gumbel et la loi de lognormal.
- La détermination de la pluie de courte durée et son intensité et ceci en commençant par l'apport moyen calculé par ces formules empiriques différentes (Samie, Dery II, J-dery (1977), Coutagne ANRH), pour retenir après la valeur moyenne.
- La détermination des apports solides, en vue d'estimer le volume d'envasement en utilisant une formule empirique de Tixeront.

En vue du calculer l'hydrogramme de crue afin de les interpréter et aboutir à l'estimation et au choix de la crue de projet (formule Sokolovsky ; formule Ourguiprovodkhoz....), de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul du laminage afin de déterminer le niveau des plus hautes eaux et ainsi la hauteur de la retenue collinaire et la largeur du déversoir de l'évacuateur de crues en utilisant la formule de Kocherine.

Dans cette étude, on s'occupera de l'élaboration du rapport géologique et géotechnique du site, afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la retenue collinaire ainsi que la détermination de la structure géo-mécanique du sous-sol de fondation.

La dernière partie se rapporte sur une étude détaillée du dimensionnement de la digue de retenue collinaire (dimensionnement hydraulique : Calcul des différentes niveau d'eau , Longueur en crête, Pente des talus, Protection des talus, La clé d'étanchéité , Le dispositif de drainage du remblai,.....).

Pour s'assurer de la pérennité de l'ouvrage, une étude de stabilité et du comportement mécanique est prévue ; la méthode utilisée est celle de Fellenius afin de vérifier la stabilité de la digue.

# CHAPITRE I

## Généralité sur les barrages

### I.1. Introduction :

Lorsqu'on parle de l'eau, on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; ce qui est apparent, est que l'eau est inépuisable, d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète. Tandis, qu'en réalité le taux de l'eau douce propre pour l'homme est très faible et a une forte tendance à se réduire, en considérant la croissance démographique et la pollution. Le développement du secteur hydraulique suppose la maîtrise des ressources en eau, permis lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour l'homme, irrigation et l'industrie. Depuis plusieurs décennies, l'édification de barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Ce chapitre est consacré à citer les différents types des barrages selon les matériaux de construction leur forme et leur fonction, les avantages et les inconvénients de chacun, et enfin nous allons parler de l'évacuateurs des crues.

### I.2. Définition du barrage :

Un barrage est un ouvrage artificiel retenant de l'eau. Qui peut être installé sur un cours d'eau pour en bloquer les écoulements et élever le niveau d'eau en amont de l'ouvrage, ou de manière à fermer une cuvette naturelle dans le but de retenir les eaux de pluie et de ruissellement. Les barrages peuvent être constitués de matériaux durs (autrefois en maçonnerie, aujourd'hui en béton), ou en matériaux meubles (terre, enrochements).[2]

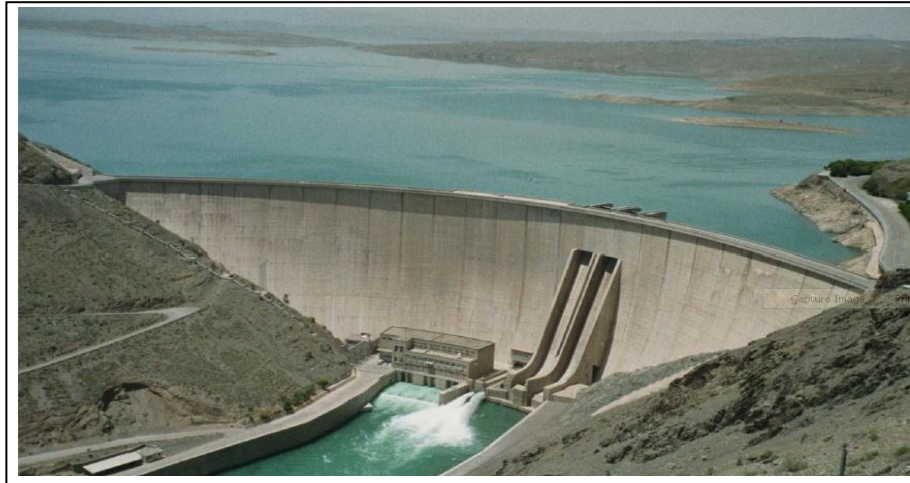


Figure I-1 : Barrage Zayandehrood-Iran -1970.

### I.3. Utilité des barrages :

Les barrages jouent deux rôles principaux celui d'une part de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie et navigation), et celui d'autre part, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention de sédiments, protection contre les avalanches). D'autres fonctions assurées par les barrages sont présentées dans le tableau I.1.

Tableau I-1 :Les principaux rôles des barrages.[6]

<b>Eau élément vital Stockage de l'eau</b>	<b>Eau élément destructeur Ouvrages de protection</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Production d'énergie électrique.</li><li>• Approvisionnement en eau potable et industrielle, protection incendie.</li><li>• Irrigation.</li><li>• Pêche, pisciculture (élément, économique essentiel dans certains pays).</li><li>• Soutient d'étiage (garantie d'un débit minimal).</li><li>• Navigation fluviale (garantie d'un tirant d'eau minimal).</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Bassin de rétention contre les crues (inondation, érosion).</li><li>• Digue de protection contre les crues.</li><li>• Bassin de rétention de sédiments charriés.</li><li>• Ouvrage de protection contre les avalanches.</li><li>• Régulation des lacs.</li><li>• Rétention des glaces en pays nordiques.</li></ul>

## I.4. Différents types de barrage :

Les techniques et les moyens disponibles à la fin du XIX<sup>ème</sup> et au début du XX<sup>ème</sup> siècle ne permettaient pas la construction de retenues d'une capacité importante. L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX<sup>ème</sup> siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique. La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, les matériaux disponibles sur le site) et la topographie (largeur de la vallée), déterminent le type de barrage à projeter. [2]

Selon la nature du matériau de construction utilisée, on classe les barrages selon deux grandes catégories :

- Les barrages en béton ;
- Les barrages en remblai.

### I.4.1. Barrage en béton :

Les barrages en béton se partagent en trois groupes

#### I.4.1.1 Barrage poids :

Comme son nom l'indique, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids. La plupart des barrages poids sont massifs et pleins avec un profil triangulaire. Le parement aval est vertical ou légèrement incliné, quant au parement amont il est incliné avec un fruit de talus de (75 à 80%).[2]

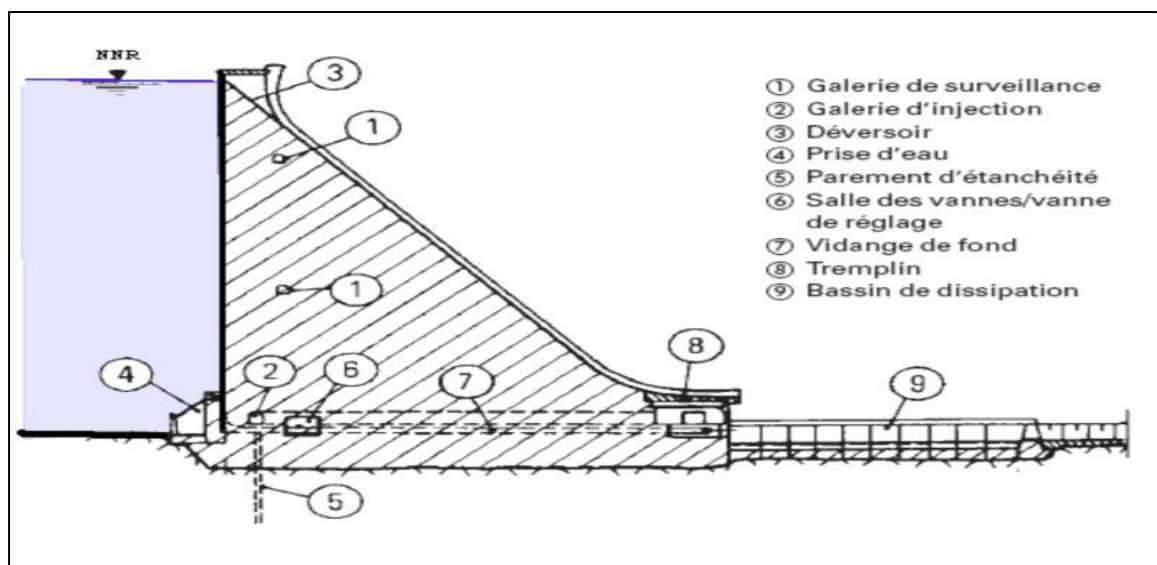


Figure I-2 : Coupe transversale d'un barrage en béton.[1]



Figure I-3 :Barrage poids (Panix, Grison-1989).

**a) Avantages de barrage poids : [12-14]**

- ❖ Faibles contraintes transmises au rocher ;
- ❖ Faibles contraintes dans le béton ;
- ❖ Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes ;
- ❖ L'évacuateur de crue peut facilement être intégré ;
- ❖ Le gradient des sous-pressions sous la fondation faible.

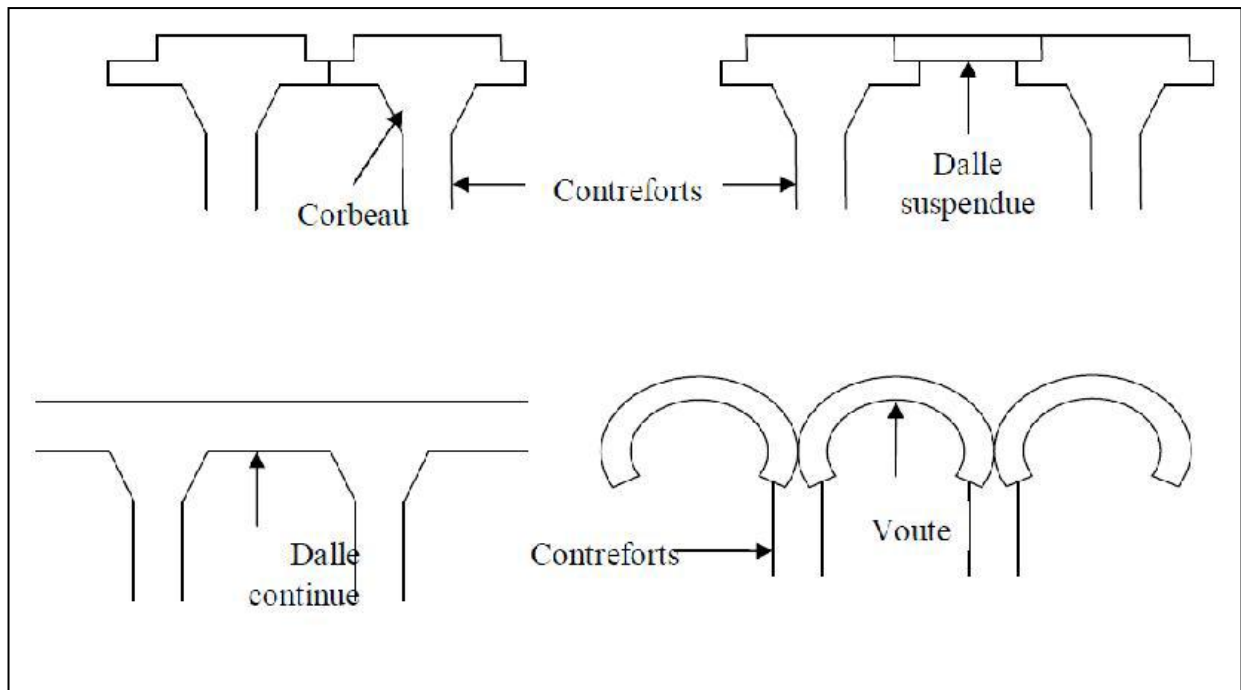
**b) Inconvénients de barrage poids :**

- ❖ Les sous-pressions importantes sous la fondation ;
- ❖ Moyen risque de tassement ;
- ❖ Le volume du béton important ;
- ❖ Le volume d'excavation important ;
- ❖ Sensibilité aux séismes ;
- ❖ Sensibilité aux tassements.

***1.4.1.2 Barrage à contreforts :***

Résiste à la poussée de l'eau par son poids propre, mais un certain nombre de dispositions permettent de diminuer le volume de béton par rapport au barrage poids.

Ces contreforts conduisent les efforts jusqu'aux fondations, qui doivent être de qualité permettant des sollicitations élevées, et sont des éléments stabilisateurs de l'ouvrage.



**Figure I-4 : Différents types de barrages à contreforts.[1]**

Le barrage à contreforts, toujours réalisé en béton, a une forme triangulaire et ses faces amont et aval sont inclinées.



**Figure I-5 : barrage à contreforts.[13]**

**a) Avantages de barrage à contreforts : [12-14]**

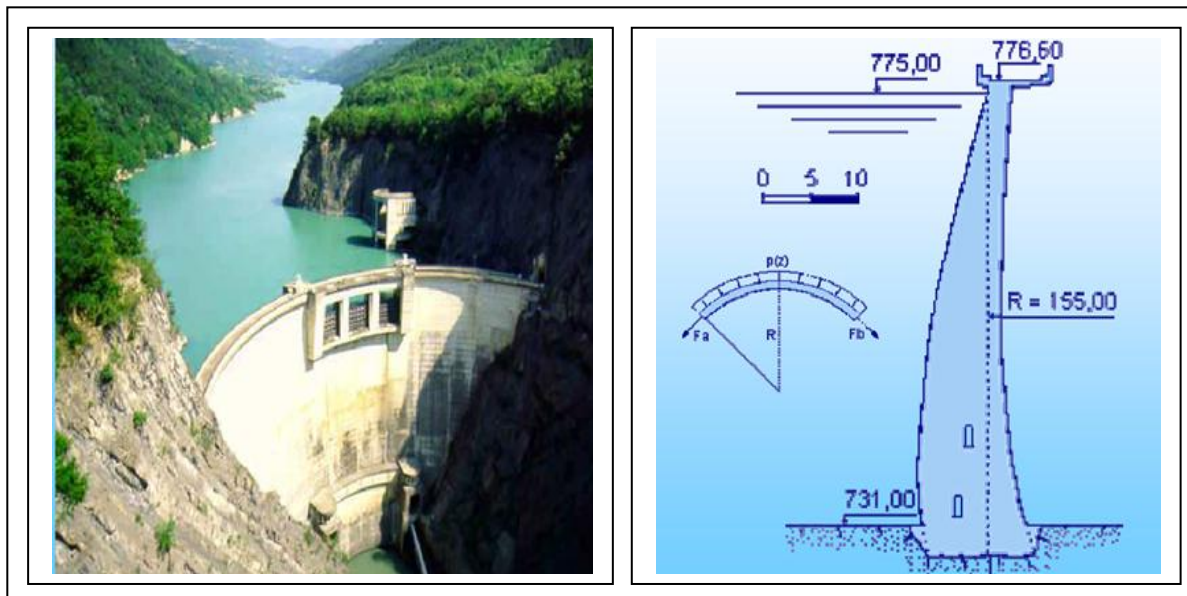
- ❖ Volume de béton plus faible que pour le barrage poids ;
- ❖ Faibles sous pressions sous la fondation ;
- ❖ Echauffement faible lors de la prise du béton ;
- ❖ L'évacuateur de crues peut facilement être intégré ;
- ❖ Contraintes moyennes transmises à la roche.

**b) Inconvénients de barrage à contreforts**

- ❖ Volume d'excavation important ;
- ❖ Gradient de sous pressions sous la fondation localement très important ;
- ❖ Risque limité de tassements ;
- ❖ Grande sensibilité aux séismes ;
- ❖ Contraintes de température peuvent être importantes dans la tête.

**I.4.1.3 Barrage voûte :**

Le barrage est constitué d'un mur en béton arqué. La poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée. Le barrage a parfois une double courbure verticale et horizontale. Lorsque toutes les conditions nécessaires sont réunies, il permet d'économiser un volume de béton important. [2]



**Figure I-6 :Barrage voûte.[13]**



**a) Avantages de barrage voûte : [14-12]**

- ❖ Le volume du béton est faible ;
- ❖ Le volume d'excavation relativement limité ;
- ❖ La résistance au séisme est haute ;
- ❖ Faibles sous pression sous la fondation.

**b) Inconvénients de barrage voûte :**

- ❖ Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher sous la fondation ;
- ❖ Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux ;
- ❖ Sensibilité limitée aux tassements;
- ❖ L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer ;
- ❖ Difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage ;
- ❖ Gradient de sous-pression sous la fondation importante ;
- ❖ Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.
- ❖ Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité.

**I.4.2. Barrage en remblai :**

Il s'agit d'ouvrages de grand volume dont la construction a été rendue possible par l'emploi des engins modernes de terrassement et de manutention. On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance. Ce type de barrage constitué de terre ou d'enrochements comporte généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité. Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou une géo-membrane interne. Cette technique a également été utilisée pour la construction de retenues de moyenne capacité.[12]

On distingue deux catégories de barrage en remblai :

- Les barrages en terre, réalisés à partir de sols naturels meubles prélevés à proximité du site de l'ouvrage.
- Les barrages en enrochement, dont la majeure partie est constituée de matériau de carrières concassé.

La figure I.7 représente les sous types de barrage, pour les deux catégories de barrages en remblai en fonction du matériau de construction, et du dispositif d'étanchéité.

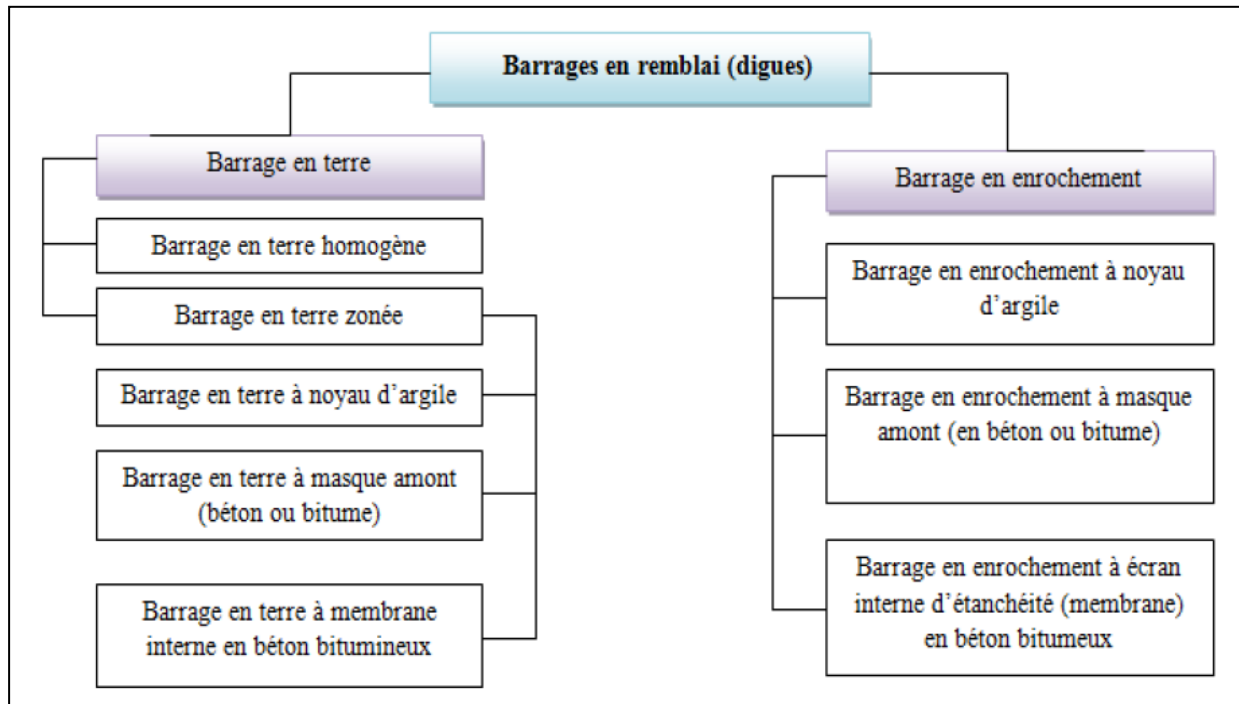


Figure I-7 :Catégories des barrages en remblai.[2]

#### 1.4.2.1. Barrage en terre :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

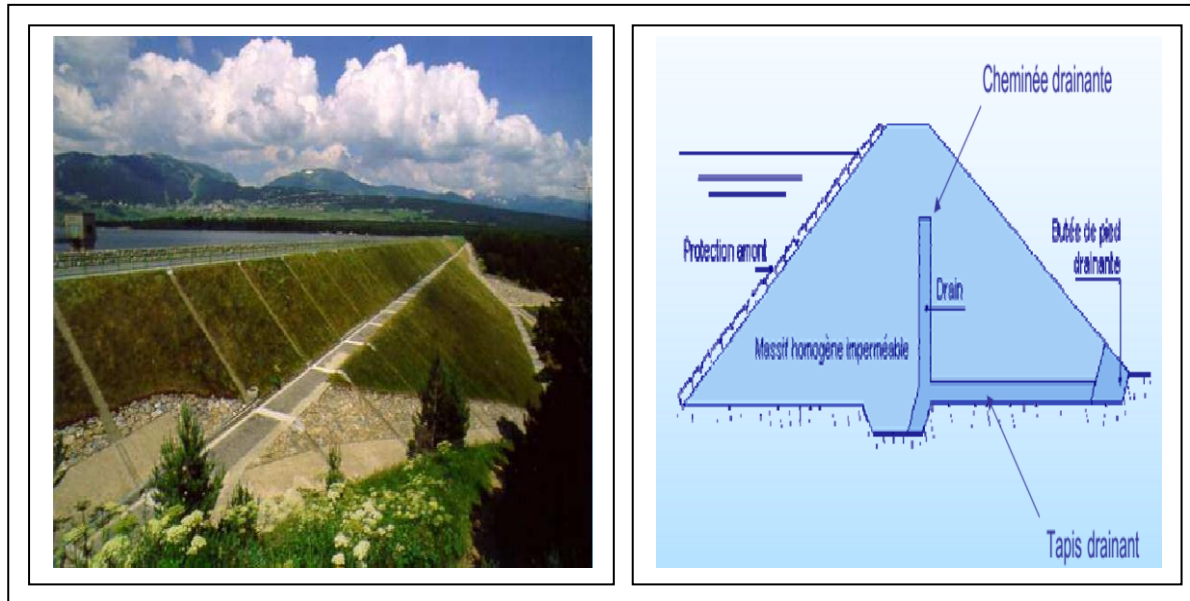
Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies.

Il existe trois types de barrages en terre, les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage.[12]

##### a. Barrage en terre homogène :

Utilisé en cas d'existence de grande quantité de sol pratiquement imperméable qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité

Suffisante et une stabilité du remblai. La figure I-8 représente le profil général d'un barrage homogène.[12]



**Figure I-8 :Barrage en terre homogène.[13]**

**b. Le barrage zoné avec noyau étanche :**

Dans un barrage zoné, les fonctions d'étanchéité et de stabilité sont assurées par des matériaux (terre ou enrochements) différents. Comme pour tous les ouvrages en matériaux meubles, les barrages zonés s'accommodent assez bien de fondations de caractéristiques moyennes.

Le nombre et la disposition des zones qui constituent le barrage à zone peuvent varier selon des schémas très divers, mais la plupart des barrages de ce type ne comportent pas plus de quatre zones de caractéristiques différentes. Le noyau peut être disposé verticalement ou incliné.[1]

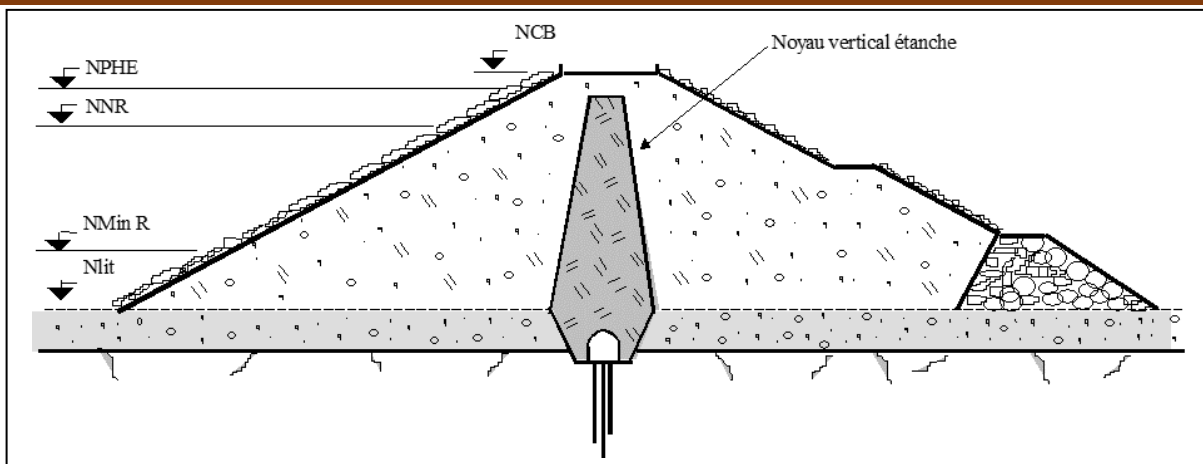


Figure I-9 :Barrage zoné avec noyau vertical.[1]

**c. Barrage à masque amont :**

Sur des sites particuliers où aucune terre imperméable n'est disponible et où seuls les enrochements sont dominants, Le corps du barrage est donc construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage. Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements. Ses éléments sont montrés sur la figure I-10. [6]

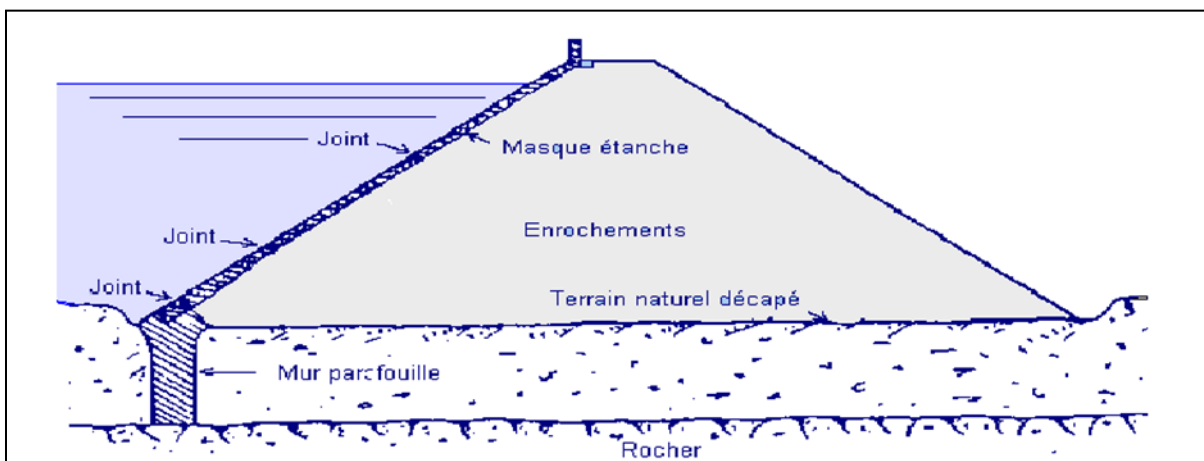
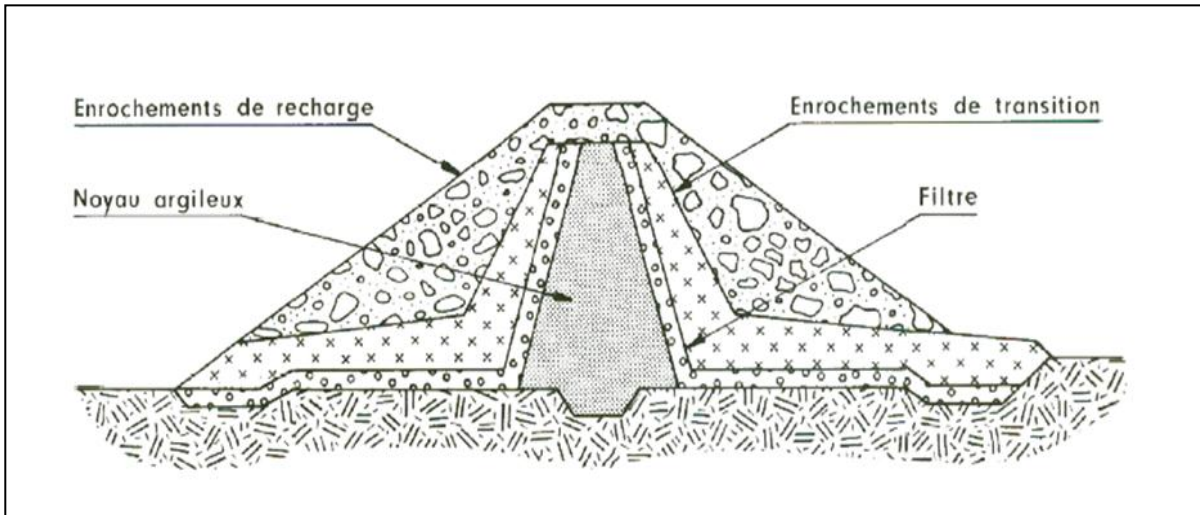


Figure I-10 :Barrage à masque amont.[1]

**I.4.2.1. Les barrages en enrochement :**

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation.[12]



**Figure I-11 : Barrage en enrochement.[12]**

**a) Avantages de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau :**

- ❖ Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions de terrain ;
- ❖ Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes ;
- ❖ Excavations limitées ;
- ❖ Contraintes très faibles sur le sol de fondation ;
- ❖ Gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation ;

**b) Inconvénients de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau :**

- ❖ Volume de matériau à mettre en place très important ;
- ❖ Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site ;
- ❖ Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.

**❖ Choix de type de barrage :**

- topographie et apports du bassin.
- morphologie de la vallée.

- les conditions géologique est géotechniques.
- les matériaux de construction.

## I.5. Eléments constructifs d'un barrage :

Un barrage est généralement composé par :

- ✚ La digue ;
- ✚ L'évacuateur de crues ;
- ✚ La prise d'eau ;
- ✚ La vidange du fond.

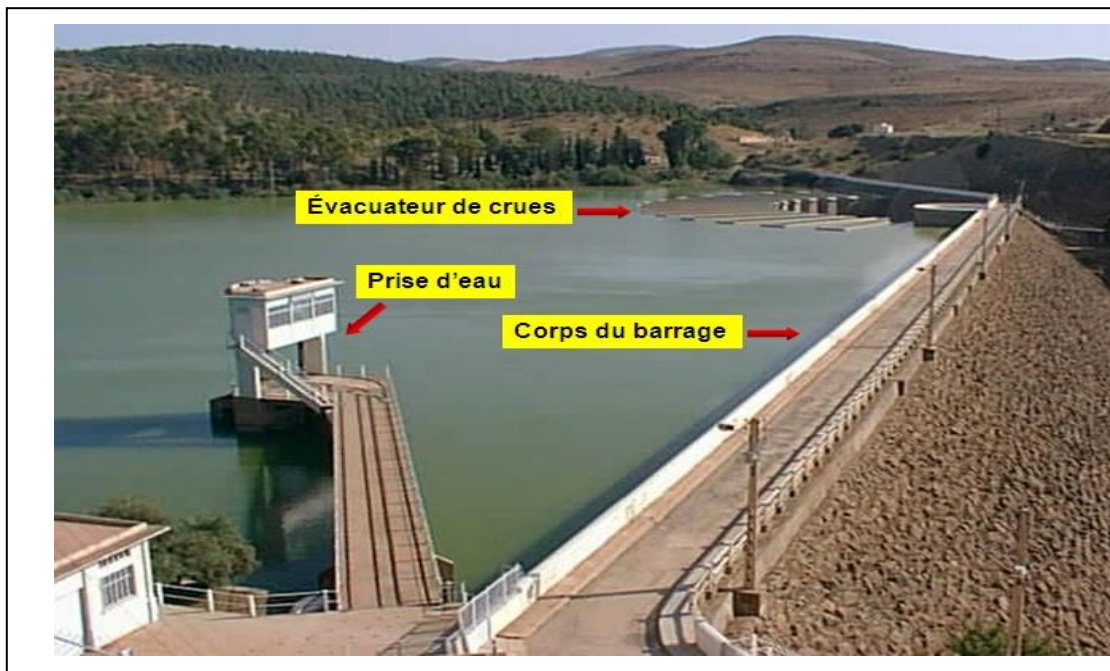


Figure I-12 :Eléments constructifs d'un barrage.[17]

### I.5.1. Corps du barrage :[1]

Grossièrement le corps du barrage présente en coupe un profil Trapézoïdal prolongé en profondeur par un moyen d'étanchéité des fondations. On cite ci-après les différents niveaux dans le barrage.

- ✚ *Hauteur du Barrage* :La hauteur totale de la digue est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux, majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir et de la revanche.
- ✚ *Niveau Normal de Retenue* :La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenue de la capacité utile à stoker, de volume mort, éventuellement prévue en fond de la retenue

pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

- ✚ *Niveau des plus Hautes Eaux* : La charge maximale au – dessus du réservoir de crue dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crues définies en fonction de l'hydrologie du bassin versant et du laminage de crue de la retenue. On appelle niveau des plus hautes eaux le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.
- ✚ *Revanche* : En raison de la vulnérabilité d'un barrage en remblai en cas de submersion, il est primordial de prévoir une revanche qui, par définition, correspond à la distance verticale mesurée entre le niveau maximal d'exploitation et celui du couronnement (après la consolidation). La détermination de la revanche doit tenir compte d'une combinaison raisonnable des différents effets suivants :
  - ✓ Le dysfonctionnement des organes de décharge mobiles.
  - ✓ La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré.
  - ✓ Le déferlement des vagues à la surface du parement amont.
  - ✓ Le supplément de sécurité (en cas d'avalanches, tremblements de terre, rupture des glaciers).
- ✚ *Pente des Talus* : Elle doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est à dire que les talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général à des valeurs qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par un calcul de stabilité. On prend le fruit du talus constant pour des digues de hauteur égale ou inférieure à 10 m. Pour celles de hauteur supérieure à 10m, il est nécessaire de les élaborer avec des fruits variables ; la plus grande valeur à la semelle et la plus petite à la crête.

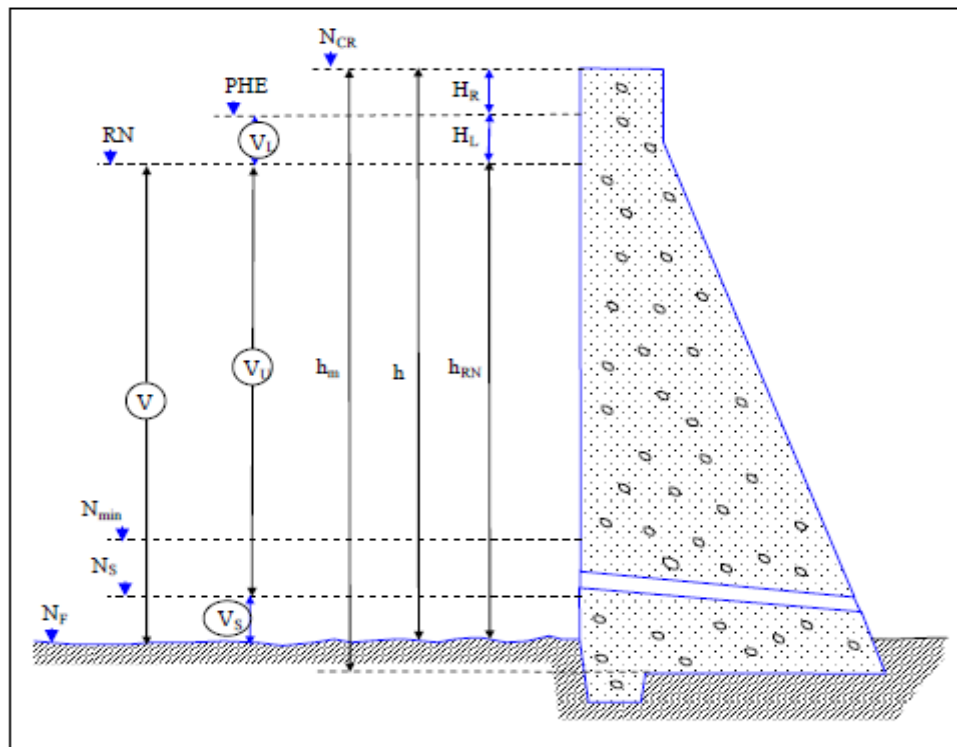


Figure I-13 : caractéristiques de la capacité d'une retenue.[1]

## I.5.2. Les ouvrages annexes : [7]

### I.5.2.1. Ouvrage de prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

#### ➤ Type de prise :

a) • **Prise d'eau en charge** : ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue, en outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) • **Prise d'eau flottante** : dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.



**c) • Tour de prise :** cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

#### **1.5.2.2. Ouvrage de vidange :**

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont ...).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

#### ➤ **Type de l'ouvrage vidange :**

**a) • Conduite de vidange en charge :** l'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

**b) • Conduites à écoulement libre :** deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1÷2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

**c) • Ouvrages de vidange à batardeau :** il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

**Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :**

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements ;
- Prévoir une bonne assise pour la conduite ;
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le tableau (I-2). [7]

**Tableau I-2 : Les paramètres de la conduite en fonction de  $H^2 \sqrt{V}$ .**

$H^2 \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
$\leq 30$	P V C ou Acier.	(160 – 200) 300 en Acier.	Une vanne en aval.
30 – 100	Acier.	300 – 400	
100 – 300	Acier ou béton en âme tôle.	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne aval.
300 – 700		600 – 800	
700 – 1500		800 – 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite).		Vanne de garde et vanne réglable en aval.

- H : Hauteur du barrage (m) ;

- V : Volume d'eau stocké (Mm<sup>3</sup>).

Conduite de vidange pour la retenue sera donc conduite en acier.

**I.5.2.3. Ouvrage d'évacuateur de crues :**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

**A. Critères de choix de l'évacuateur de crue :**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
2. Les difficultés de réalisation ;
3. Les exigences topographiques du site ;
4. Les exigences géologiques du site ;
5. La facilité d'entretien ;
6. La facilité de modification ;
7. Le coût de l'ouvrage.

**B. Différents types des évacuateurs de crues : [13]**

*Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :*

- a) L'évacuateur par puit noyé.
- b) L'évacuateur à écoulement libre.

**a) L'évacuateur par puit noyé (en charge)**

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.



**Figure I-14 :Évacuateur de crues en charge. [13]**

- ***L'évacuateur de crues en puit (tulipe) : [7]***

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s) ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateur représente les inconvénients :

- Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage) ;
- Problème de vibration ;
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
- Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien) ;
- Dissipation au pied de la digue.

- ***L'évacuateur de crues en siphon :***

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique ;
- Calcul usuel ;

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage ;
- Entretien indispensable ;
- Débit faible à évacuer ;
- Dispositif sur le corps de la digue.

***b) L'évacuateur à écoulement libre***

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue

dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.



**Figure I-15 : Évacuateur à écoulement libre. [13]**

- ***L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :***

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

- ***L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :***

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet ;
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peut élever.
- La difficulté de modification.

#### ***1.5.2.4. Le déversoir :***

Les déversoirs sont réalisés à travers les cours d'eau artificiels ou naturels et dans les retenues ou la limitation d'un débit ou d'un niveau d'eau doit être assurée. Ils sont également

utilisés en combinaison avec des organes mobiles, en particulier les vannes et les clapets installés sur leurs sommets.

Un déversoir est un organe annexe ou intégrant d'un barrage, l'un des principaux systèmes assurant la sécurité des ouvrages, une structure construite pour dériver ou évacuer l'eau retenue derrière un vannage ou barrage fixe, dont la hauteur excèderait une certaine limite (par exemple la crête de l'ouvrage). Il peut être confronté à des problèmes d'abrasion et d'érosion parfois liés à la cavitation ou à la turbulence de l'écoulement, qui peuvent entraîner sa destruction.[15]

Le déversoir est une partie de l'évacuateur de crue destinée à évacuer un débit depuis le réservoir amont vers un canal de décharge. Il sera notamment utilisé en cas de crue qui pourrait mettre en péril le barrage en faisant augmenter le niveau amont de manière excessive.



**Figure I-16 : Déversoir en touches de piano - Barrage Malarce – France.[15]**

***1.5.2.4.1. Différents types d'un déversoir à seuil libre :***

Le choix du type de seuil dépend de la hauteur d'eau admise pour la surélévation du plan d'eau, du débit à évacuer et de la longueur de seuil disponible. Il résulte le plus souvent d'un calcul technico-économique entre le coût de l'ouvrage et la valorisation de la réserve d'eau.

Il existe divers types de seuils libres, dont la forme hydraulique est plus ou moins complexe et détermine le coefficient de débit de l'ouvrage : seuils profilés, seuils minces ou épais, seuils labyrinthes, seuils à touches de piano (PK-Weir), .....etc.

Selon l'alignement du seuil déversant, les déversoirs sont classés en deux catégories, rectilignes et non rectilignes :

a) Déversoirs rectilignes :

Ils se distinguent par le type d'alignement de la crête qui est disposée sous forme d'une droite de longueur égale à la largeur de l'emprise du déversoir.

Le débit qui transite sur un déversoir rectiligne est étroitement lié à la largeur  $B$  et la charge sur le seuil  $H$ . Selon la géométrie de la crête ce type de déversoir peut-être en mince paroi, seuil épais ou standard.[8]

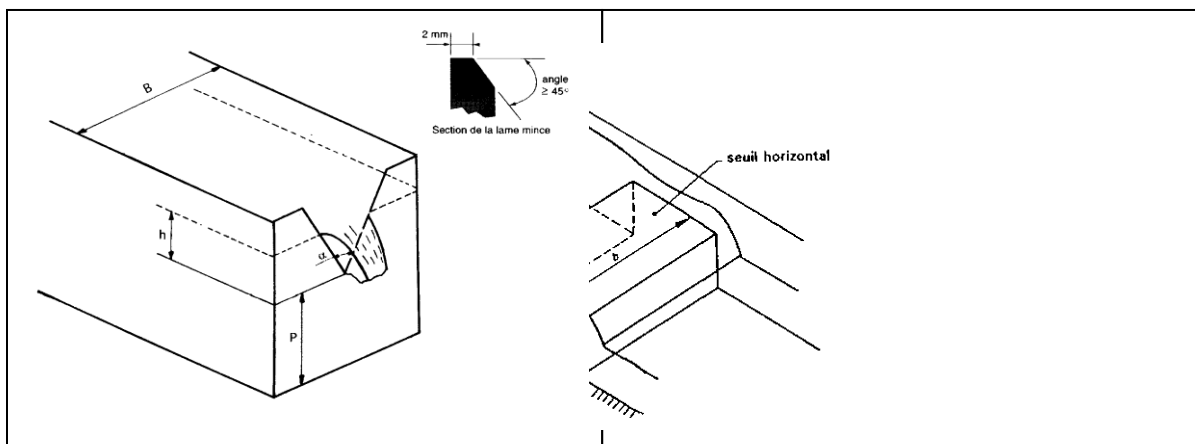


Figure I-17 : Déversoir en mince paroi.[1] Figure I-18 : Déversoir à seuil épais.[1]

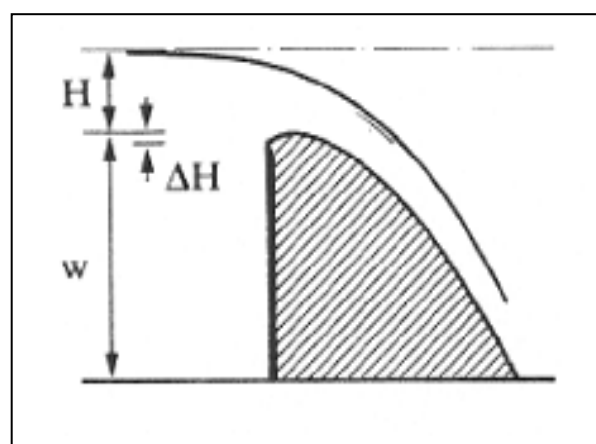
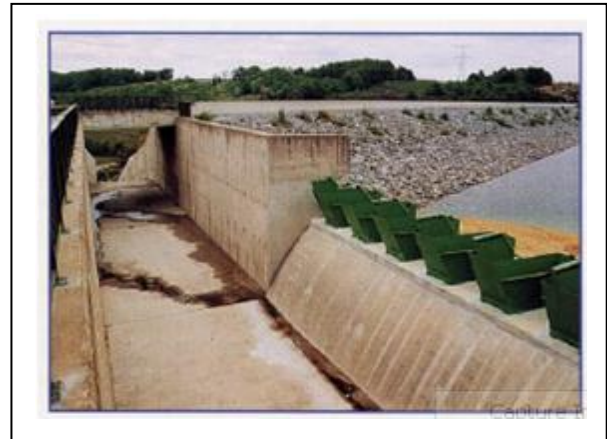


Figure I-19 : Déversoirs standard.[1]

**b) Les déversoirs à la crête non rectiligne :**

Sont caractérisés par un seuil déversant plus long que la largeur de l'emprise du déversoir. Cette caractéristique fait que ce type de déversoir est plus efficace que les déversoirs à crête rectiligne. Ce déversoir permet d'augmenter la longueur de la crête du déversoir ou pour donner une largeur plus à un canal. De ce fait, la capacité de débit en est augmentée pour une charge en amont donnée, par rapport aux structures de déversoirs linéaires traditionnels.

Les déversoirs non rectilignes regroupent : les déversoirs en labyrinthe, les hausses fusibles (sont juxtaposés sur le seuil libre du déversoir de manière à former un écran étanche, le déversoir en touches de piano ou PK-Weir.[9]



**Figure I-20 :Déversoir en labyrinthe.[9]Figure I-21 : Les hausses fusibles.[9]**



**Figure I-22 :Déversoir en touches de piano.[9]**



## **I.6. Conclusion :**

Dans ce premier chapitre, nous avons fait une recherche bibliographique sur les différents types des barrages (les barrages en béton et les barrages en remblai), Eléments constructifs d'un barrage, les différents types des évacuateurs des crues et des déversoirs.

Cette étude a permis de définir les avantages et les inconvénients pour chaque type de Barrages

L'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

Selon l'alignement du seuil déversant, les déversoirs sont classés en deux types, rectilignes et non rectilignes.

# CAPITRE II

## Révision des données naturelles

### II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous exposons les résumés des études préliminaires élaborées lors de l'étude faisabilité : l'étude topographique, géologique et géotechnique.

### II.2. Etude topographique :

#### II.2.1. Situation géographique de la zone d'étude :

Le site de la retenue collinaire est situé dans la commune Beni Hamidène de la Wilaya de Constantine et localisé sur la carte d'Etat-major de Sidi Dris à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées Lambert suivantes :

- X : 847,688 Km ;
- Y : 363,209 Km ;
- Z : 384 mN.G.A.

#### II.2.2. L'objectif du projet :

Ce projet d'exécution a pour objectif de répondre aux besoins en irrigation des terres agricoles.

#### II.2.3. Choix de l'axe de la retenue collinaire :

L'étude de faisabilité à envisager deux sites :

Un site amont et un site aval (situé à 400 m à l'aval de l'axe amont).

Sur la base des conditions topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologiques, pour juger quel est l'axe favorable.



Extrait de la carte Touristique Algérie (Nord-Est) : 1/500 000

Figure II-01 : Plan de situation de la future retenue collinaire.

### II.3. Etude géologique et étude géotechnique :

#### II.3.1. Introduction :

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de retenue collinaire et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité et l'histoire géologique le long de l'axe de la retenue collinaire pour déterminer par la suite le mode de traitement de fondation à suivre. D'un autre côté, l'étude géologique et géotechnique nous a permis de localiser la zone d'emprise des matériaux de construction.

### **II.3.2. Etude géologique**

#### **II.3.2.1. Géologie générale:**

La région de Beni Hamidène où se situe le site de la retenue collinaire fait partie du tell méridional constantinois, dans une zone dite : dépression de Constantine, entaillée dans des sédiments tendres du néogène (alternance d'argiles plus ou moins schisteuses, de grès jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes, calcaires travertin aux blanchâtres, grès et poudingues).

Les formations géologiques au niveau de la région sont de haut en bas de l'échelle stratigraphique les suivantes :

#### **1. Formations miocènes :**

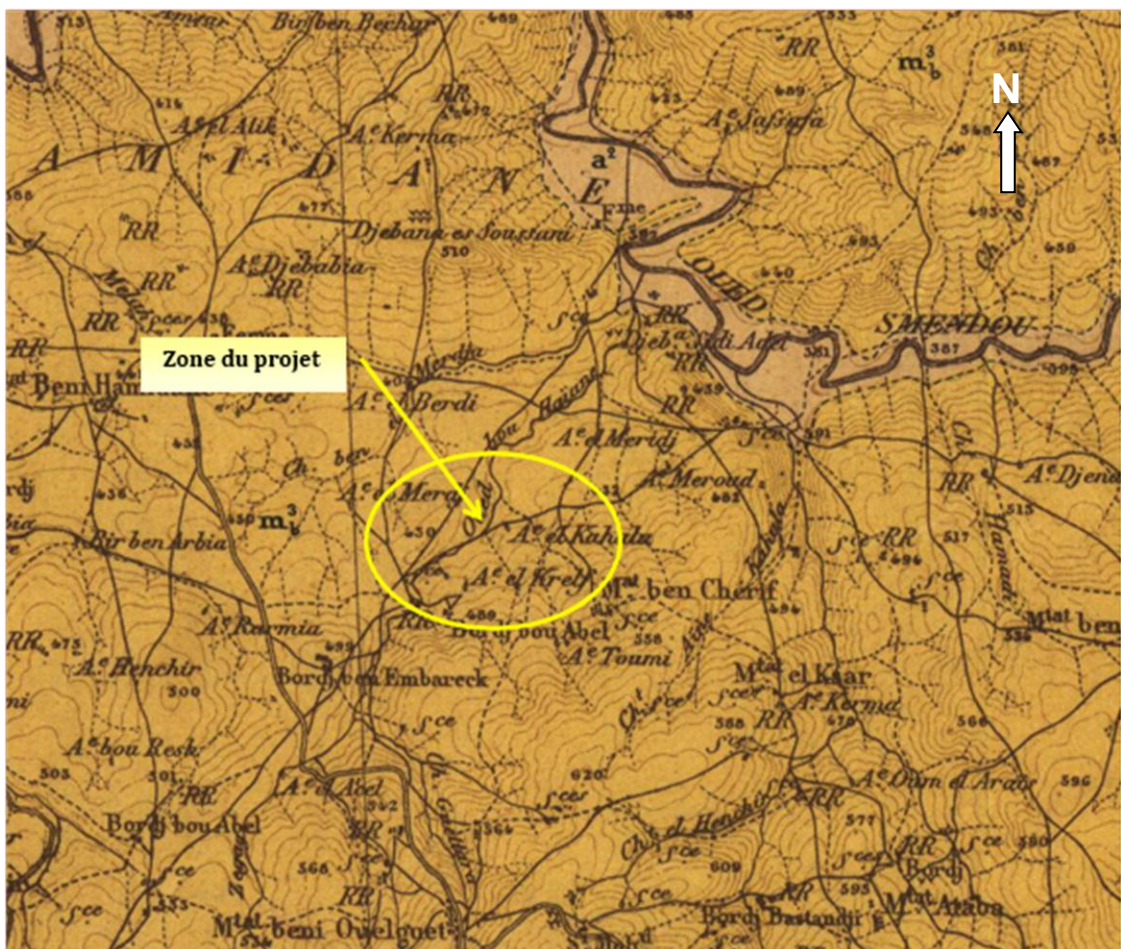
- ✚ **Travertins calcaires :** forment des affleurements discontinus au nord de l'Oued Smendou.
- ✚ **Grès et poudingues dites de Siliana,** de grande extension au nord de la confluence d'Oued Smendou et Oued Rhumel et au sud de la forêt des Mouia.
- ✚ **Argiles et grès dits de Smendou :** De grande extension de part et d'autre de l'Oued Smendou et Oued Rhumel. Ils consistent en alternance d'argiles plus au moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes.
- ✚ **Grès et poudingues dits de l'Oued Mila,** de couleur rouge, présents au niveau de Djebel El Kheneg, entre Oued Rhumel et Oued Smendou.

#### **2. Formations éocènes :**

- ✚ **Grès de Numidie :** Formant le cœur d'un synclinal au niveau de la forêt des Mouia se prolongeant à l'est en contactât transgressif sur les marnes et calcaires sénoniens
- ✚ **Argile de Numidie,** affleurent sous les formations précédentes ; ce sont des argiles noires renfermant des minces lits de grès jaunes.
- ✚ **Grès quartziques :** existe toujours dans le synclinal de la forêt des Mouia. Il s'agit de grès rougeâtres composés de grains de quartz solidement agglomérés par des une pâte très homogène.
- ✚ **Calcaires à Numulites,** affleurent au nord de Beni Hamidène, consistant en calcaires blanchâtres.
- ✚ **Calcaires à silex :** Calcaires blanchâtres avec nombreux rognons siliceux, en contact anormal avec les calcaires liasiques de Sidi Dris.

3. Formations crétacées :

- ✚ Le **Sénonien** consiste en marnes et calcaires : Marnes noires avec bancs de calcaire marneux de même couleur dans la chaîne numidique.
- ✚ Le **Cénomaniens** : Calcaire et marno-calcaire gris, en contact anormal avec les calcaires à silex de l'Eocène et les formations du Sénonien.
- ✚ Le **Lias** : Il s'agit de calcaires massifs grisâtres ; bleuâtres ou blanchâtres à nombreux rognons de silex formant la plupart des roches de la chaîne numidique.



Carte géologique : 1/50 000

Figure II-02 : Carte géologique régionale de la Wilaya de Constantine.

**II.3.2.2. Sismicité de la région d'étude :**

Le coefficient sismique noté K définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires peut être déterminé en fonction de l'accélération maximale horizontale (A) dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure. Il est donné par la formule empirique  $K = 2/3 \cdot A$ , laquelle est basée sur les observations faites sur le comportement de nombreux digues de barrages en terre et en enrochement.

Donc , notre site de la retenue collinaire Lemridj, situé dans la zone sismique II et appartient au groupe d'usage n°1B. Ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique  $K = 2/3 \cdot A$

$$K = 2/3 * 0.20 = 0.13.$$

**II.3.3. Etude géotechnique :**

**II.3.3.1. Prospection géotechnique de terrain :**

Des fouilles et sondages carottés ont été réalisées en différentes zones de la retenue collinaire zone d'emprise de la digue et zones d'emprunt pour les matériaux de construction , suivi de prélèvements d'échantillons de sol pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de ce retenue collinaire :

- ❖ 05 fouilles au niveau de l'emprise de la digue ( FALM1 à FALM5)
- ❖ 02 sondages carottés : S1 et S2 de 15m de profondeur chacun.
- ❖ 05 fouilles au niveau de la zone d'emprunt (FELM1 à FELM5)

**II.3.3.2. Prospection géotechnique de laboratoire :**

➤ **Nombre des essais :**

▪ **Essais physiques d'identification et de classification :**

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )..... 11 essais
- Densité sèche ( $\gamma_d$ )..... 11 essais
- Degré de saturation ( $S_r$ )..... 11 essais
- Limite de liquidité ( $W_l$ ).....09 essais
- Indice de plasticité (  $I_p$  ).....09 essais

▪ **Essais mécaniques :**

- Compression de l'oedomètre : ..... 05 essais
- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U : ..... 05 essais
- Compactage selon proctor normal : ..... 03 essais

▪ **Analyse chimique de sol :**

- Teneur en carbonates..... 10 essais
- Teneur en chlorures..... 10 essais
- Teneur en matière organique..... 10essais

Concernant les sols des zones d'emprunt , les essais mécaniques et essai de perméabilité ont été réalisés après compactage à des teneurs en eau proches des optimales obtenues selon proctor normal.

***II.3.3.3. Résultats géotechniques de terrain, laboratoire et leur interprétation :***

**1. Terrains d'assise et de fondation de la digue :**

A la base des deux rives ,les argiles sableuses et sables fortement argileux constituent le terrain de fond de la cuvette d'âge Miocène surmontés par un terrain dur,constitué de conglomérats.

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire du terrain de fond sont les suivantes :

▪ **Essais d'identification et de classification :**

- Densité sèche ( $\gamma_d$ )..... 1.348 – 1.920 T/m<sup>3</sup>
- Degré de saturation ( $S_r$ ) ..... 66.66 – 95.72 %
- Limite de liquidité ( $W_L$ ) ..... 48.2 – 62 %
- Indice de lasticité ( $I_p$ ) ..... 21.5 – 29 %

▪ **Granulométrie – sédimentométrie :**

- Grains de diamètre supérieur à 80 $\mu$  ..... 69 - 72 %
- Graviers ..... 00 - 06 %
- Gros sables..... 15 -20 %
- Sable fin ..... 19 -24 %
- Limons ..... 14 - 20 %
- Argiles ..... 38 - 44 %

▪ **Essai de cisaillement à la boîte type U.U :**

- Angle de frottement total ( $\phi_u$ ) ..... 15 – 47°
- Cohésion totale ( $C_u$ ) ..... 35 – 138 KN / m<sup>2</sup>

▪ **Analyses chimiques :**

- Teneur en carbonates ..... 11.54 – 16.2 %
- Teneur en sulfates ..... Néant
- Teneur en chlorures..... 0.11 – 0.134 %

**2. Matériaux de construction de la digue :**

✓ *Matériaux d'étanchéité :*

Les matériaux d'étanchéité de la digue (remblai) seront exploités à 600m en amont de l'axe de la digue , ils sont constitués par des argileuses sableuses. Le volume qu'on peut extraire de la zone d'emprunt prospectée est de 40000 m<sup>3</sup> pour une surface de 2 ha. et une épaisseur moyenne de 2m.

Les caractéristiques géotechniques pour ces matériaux sont les suivantes :

• **Essais d'identification et de classification :**

- Limite de liquidité ( $W_L$ ) ..... 56 – 61 %
- Indice de plasticité ( $I_p$ ) ..... 29 – 38 %

• **Granulométrie – sédimentométrie :**

- Grains de diamètre supérieur à 80 $\mu$  ..... 67 - 83 %
- Gravier ..... 02 - 05 %
- Gros sables..... 10 -15 %
- Sable fin ..... 17 - 22 %
- Limons ..... 12 - 17 %
- Argiles ..... 24 – 55 %

• **Essais mécaniques :**

Essai Proctor normal :

- Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ ) ..... 1.50 – 1.62 T /m<sup>3</sup>
- Teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ ) ..... 12.2 – 15.78 %



Essai de cisaillement à la boîte type U.U :

- Angle de frottement total ( $\phi_u$ ) ..... 08 – 32°
- Cohésion totale ( $C_u$ ) ..... 04 – 135 KN / m<sup>2</sup>

• **Analyses chimiques**

- Teneur en carbonates ..... 11.41 - 28.34 %
- Teneur en sulfates ..... Néant
- Teneur en chlorures..... 0.17 – 0.201 %
- Teneur en matière organique ..... 0.08 – 0.15 %

Selon les résultats de laboratoire, ces sols appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe MH (limons très plastiques) et CH (argiles très plastiques) ,présentant une résistance au cisaillement importante. Compactées, ces argiles auront une perméabilité très faible. Le taux de compactage par rapport à celui de proctor normal est dans la plage de 95 à 100%.

L'analyse chimique indique un sol non agressifs.

En conclusion, vu de la disponibilité des matériaux argileux très proches du site, nous optons pour le type d'une digue en terre homogène.

✓ ***Matériaux pour filtres ,transitions et drains :***

Les matériaux destinés pour filtres afin de protéger le matériau étanche du remblai contre l'entraînement des particules doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles).

✓ ***Matériaux d'enrochement ( Rip – Rap ) :***

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) seront fournis à partir des calcaires éocènes situés à 3Km au nord – ouest au niveau de Mechta Takouk.

**3. Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue:**

✓ *Terrains de fondation de la digue :*

**Tableau II-01 : Caractéristique géotechnique du terrain de fondation de la digue.**

<i>Caractéristique géotechnique</i>	<i>Exprimée</i>	<i>A</i>	<i>B</i>
Densité sèche ( $\gamma_d$ )	T /m <sup>3</sup>	1.65	1.65
Densité humide ( $\gamma_h$ )	T /m <sup>3</sup>	1.94	1.90
Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ )	T /m <sup>3</sup>	2.03	2.04
Angle de frottement total ( $\phi_u$ )	(°)	18	25
Cohésion totale ( $C_u$ )	KN/m <sup>2</sup>	80	40
Angle de frottement effectif ( $\phi_{ef}$ )	(°)	23	32
Cohésion totale ( $C_{ef}$ )	KN/m <sup>2</sup>	50	25
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>

*A* : Argile sableuse

*B* : Sable argileux

✓ *Remblai de la digue (argile) :*

**Tableau II-02 : Caractéristique géotechnique du remblai de la digue.**

<i>Caractéristique géotechnique</i>	<i>Exprimée</i>	<i>Valeur</i>
Densité sèche optimale ( $\gamma_{opt}$ )	T /m <sup>3</sup>	1.57
Densité de construction ( $\gamma_{const}$ )	T /m <sup>3</sup>	1.78
Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ )	T /m <sup>3</sup>	1.98
Angle de frottement total ( $\phi_u$ )	(°)	20
Cohésion totale ( $C_u$ )	KN/m <sup>2</sup>	70
Angle de frottement effectif ( $\phi_{ef}$ )	(°)	25
Cohésion totale ( $C_{ef}$ )	KN/m <sup>2</sup>	40
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 <sup>-9</sup>

#### **II.4. Conclusion générale et recommandations :**

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- Sur la base des conditions topographiques, géologiques, et hydrologiques géotechnique, l'axe amont a été jugé plus favorable pour l'implantation de la retenue collinaire.
- Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue seront exploités à 600m en amont de l'axe de la digue et sont quantitativement et qualitativement satisfaisants.
- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) peuvent être exploités à 3 Km au nord –ouest du site à partir des calcaires au niveau de Mehta Takouk.
- Les matériaux du remblai de la digue ainsi ses terrains de fondation sont non agressifs envers le béton à ciment ordinaire.

En conclusion, on peut affirmer qu'il n'existe pas de problèmes majeurs pouvant entraver la construction de la retenue collinaire sur Oued Bouhaiane.

# CHAPITRE III

## Etude hydrologique et régularisation des débits

### III.1.Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

Celle-ci a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles nécessaires à l'étude hydrotechnique prochaine de l'aménagement d'une retenue collinaire sur l'oued Bouhaiane situé à quelques kilomètres de l'agglomération de Béni Hamidène dans la Wilaya de Constantine.

\*Les caractéristiques essentielles sus-cités sont en l'occurrence :

- Les caractéristiques physiques et hydrographiques.
- Les caractéristiques climatologiques.
- Les précipitations.
- Les apports liquides.
- Les crues et leurs caractéristiques.
- Les Apports solides.

L'étude du cycle dans la nature à une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques sont liées aux paramètres hydrologiques.

### III .2. Caractéristiques du bassin versant :

#### III .2.1.Paramètres géométriques :

##### III .2.1.1. Superficie du bassinversant :

La superficie d'un bassin versant est une dimension importante à connaître, car elle est à

la base de tous les calculs hydrologiques et les projets d'aménagement. Par L'utilisation du logiciel Auto CAD sur la carte d'état-major Sidi Driss à l'échelle 1/50000, la surface du bassin est:

$$S = 7,26 \text{ Km}^2$$

**III .2.1.2.Périmètre du bassin versant :**

À l'aide du logiciel Auto CAD on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 12,11 \text{ Km}$$

**III .2.1.3.La longueur du thalweg principal :**

La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L = 5,49 \text{ Km}$$

**III .2.1.4. Indice de compacité de Gravellius "K<sub>c</sub> » :**

Cet indice de la comparaison du périmètre d'un bassin versant à celui d'un cercle équivalent ayant la même surface.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

P : périmètre du bassin versant (Km) ;

S : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

Si : K<sub>c</sub>= 1 ; le bassin versant est ramassé ;

K<sub>c</sub>> 1 ; le bassin est allongé.

$$AN : K_c = 1,26$$

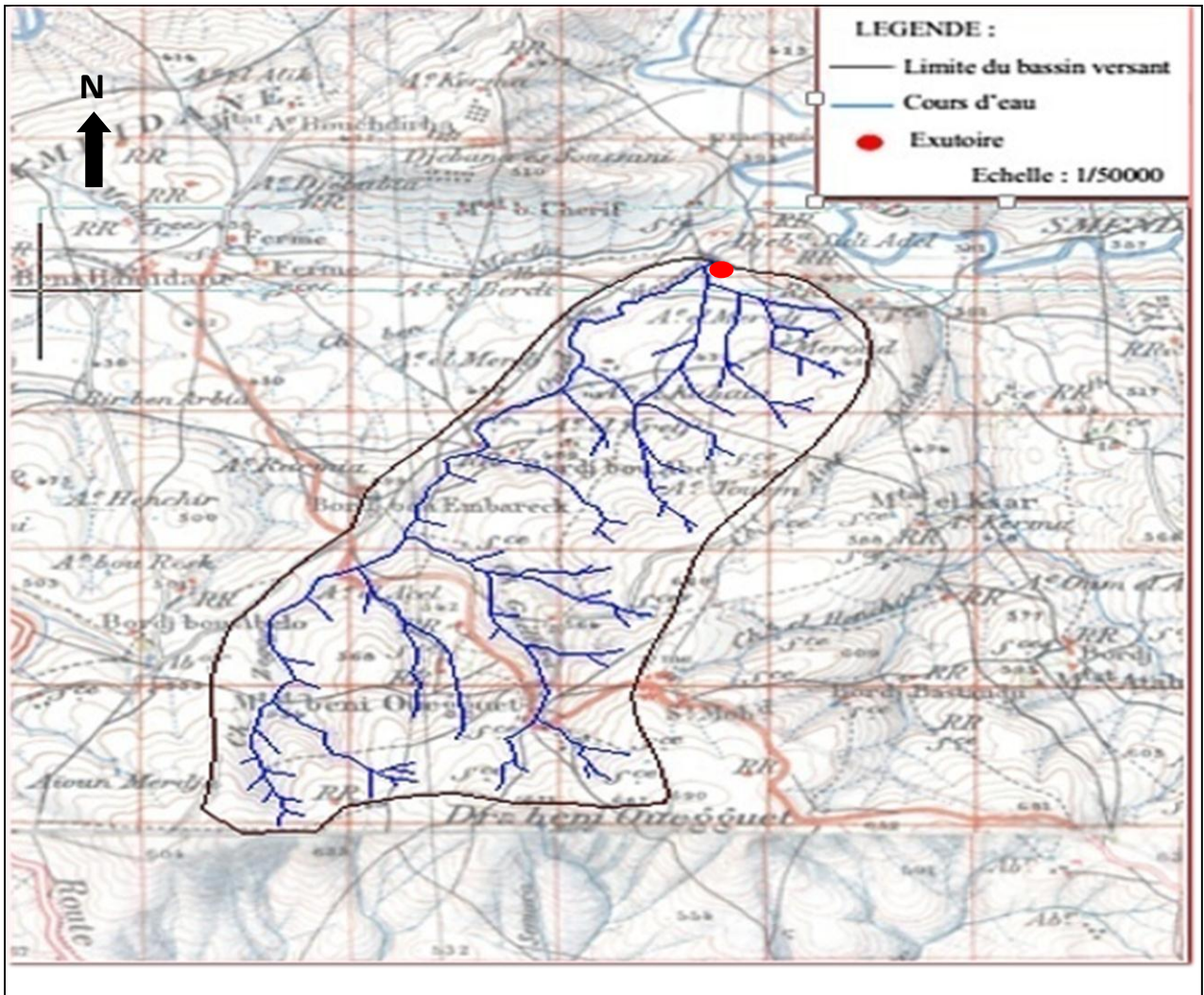


Figure III-01 :Réseau hydrographique du bassin versant.

III .2.1.5. Rectangleéquivalent :

On assimilenotre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L", sa largeur "l" est la même superficie du bassin versant "S".

$$L_r, l_r = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.12} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots[4]$$

$$A.N:l_r = 1,65 \text{ Km}$$

$$L_r = 4,41 \text{ Km}$$

**III .2.2. Paramètres du relief :**

**III.2.2.1. Courbe hypsométrique :**

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

**Tableau III-01 :La répartition des surfaces en fonction des côtes.**

<i>Altitudes (m)</i>	<i>Hmoy (m)</i>	<i>S<sub>i</sub> (Km<sup>2</sup>)</i>	<i>∑S<sub>i</sub> (km<sup>2</sup>)</i>	<i>S<sub>i</sub> (cumulées %)</i>	<i>S<sub>i</sub> .H<sub>i</sub>(Km<sup>2</sup>.m)</i>
687-660	673,5	0,178	0,178	2,45	119,883
660-640	650	0,226	0,404	5,56	146,900
640-620	630	0,401	0,805	11,08	252,630
620-600	610	0,509	1,314	18,09	310,490
600-580	590	0,49	1,804	24,84	289,100
580-560	570	0,512	2,316	31,89	291,840
560-540	550	0,611	2,927	40,30	336,050
540-520	530	0,65	3,577	49,25	344,500
520-500	510	0,411	3,988	54,91	209,610
500-480	490	0,8	4,788	65,92	392,000
480-460	470	0,542	5,33	73,39	254,740
460-440	450	0,64	5,97	82,20	288,000
440-420	430	0,571	6,541	90,06	245,530
420-400	410	0,655	7,196	99,08	268,550
400-386	393	0,067	7,263	100,00	26,331

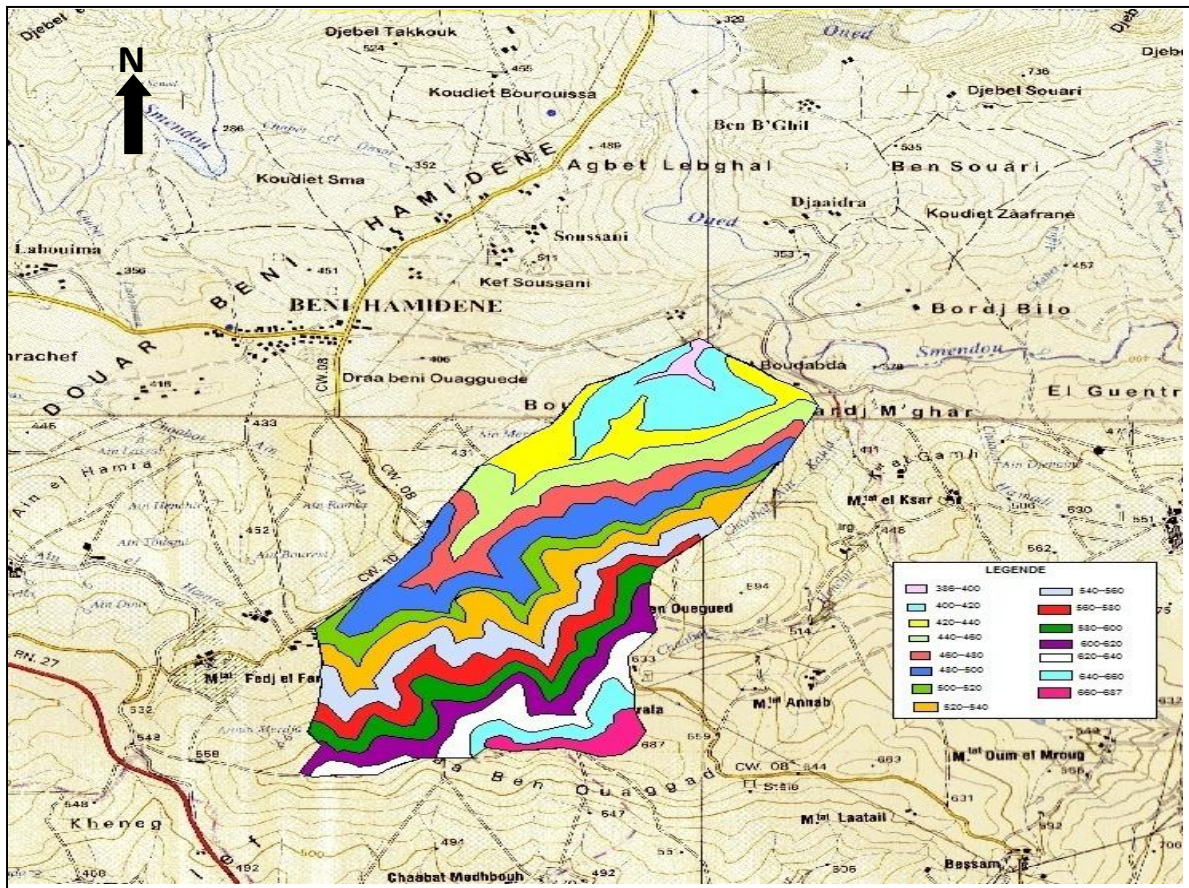
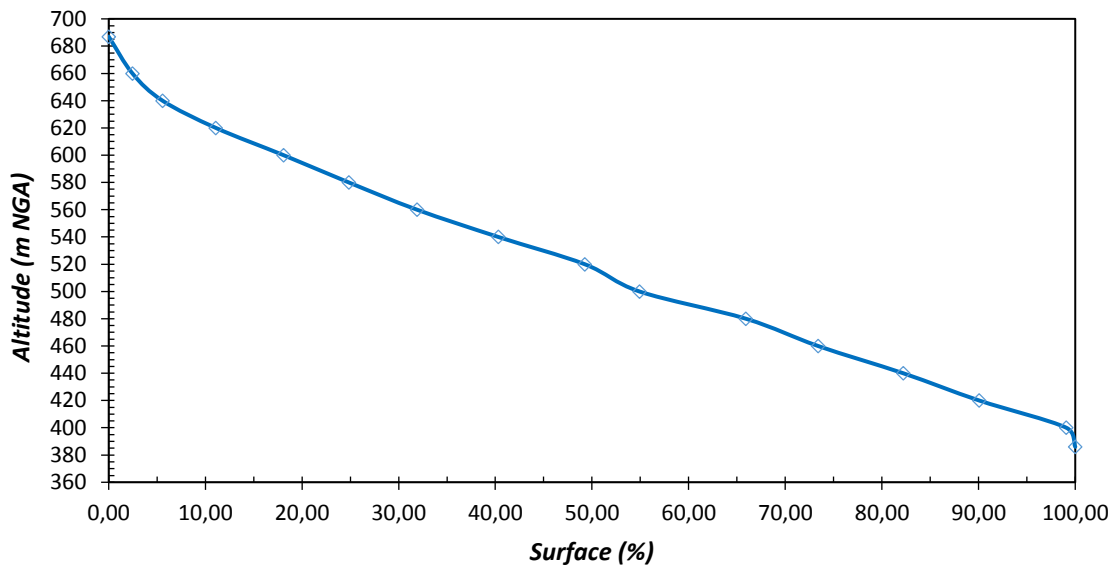


Figure III-02 :Hypsométrie du bassin versant

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure. (III-03).



FigureIII-03 : Courbe hypsométrique du bassin versant.



**III .2.2.2. Altitude médiane du bassin versant :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$$H_{50\%} = 520 \text{ m NGA}$$

**III .2.2.3. Altitude moyenne du bassin versant :**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définie comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_{bv}} \dots\dots\dots [4]$$

$$\text{AN: } H_{moy} = 519.92 \text{ m NGA}$$

Avec :

- $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ ) ;
- $H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) ;
- $S_{bv}$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

**III .2.2.4. Indice de pente globale  $I_g$  :**

$$I_g = (H_{5\%} - H_{95\%}) / L \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  sont les altitudes correspondantes à 5% et à 95% de la surface du bassin versant ;
- $L$ : longueur du rectangle équivalent.

$$\text{AN : } I_g = 52,75 \text{ m/Km}$$

**III .2.3. Réseau d'écoulement :**

**III.2.3.1. Temps de concentration :**

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire.

\* formule de **Giandotti**(sud Italie 1937) :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- $L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;  $L_p = 5.49\text{Km}$  ;
- $S$  : La superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ) ;
- $H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) ;
- $H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

$$\text{AN : } T_c = 2,05 \text{ Heures}$$

**III .2.3.2. Vitesse de ruissellement :**

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ (Km/h)} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- $L_p$ : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;
- $T_c$  : Temps de concentration (h).

$$\text{AN : } V_r = 2.67\text{Km/h}$$

**III .2.3.3. La densité de drainage  $D_d$  :**

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- $\sum_{i=1}^n L_i$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km),  $L_i = 27,39$  km ;
- S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

AN :  $D_d = 3,77$  km/km<sup>2</sup>

**III .2.3.4. Le coefficient de torrentialité  $C_t$  :**

$C_t = D_d \cdot N/S$  ..... [4]

Avec :

- $D_d$  : la densité de drainage (km/km<sup>2</sup>) ;
- N : Nombre des talwegs d'ordre 1, N = 61 ;
- S : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

AN :  $C_t = 31.70$

**III .3. Caractéristiques climatiques :**

**III .3.1. La température :**

Dans le Tableau (III-2) sont portées les températures moyennes annuelles à station d'Ain El Bey Constantine pour une période de 15 années.

La température moyenne annuelle est de 15,24°C.

**Tableau III-02 : Répartition mensuelle de la température (c°).**

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Jui</i>	<i>Aout</i>	<i>Moy</i>
<i>T(c°)moy</i>	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

(Source : O.N.M)

**III .3.2.L'évaporation :**

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station d'Ain El Bey. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 1301 mm/an, avec la distribution mensuelle présentée dans le tableau (III-03).

**Tableau III-03 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm).**

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jui</i>	<i>Jui</i>	<i>Aout</i>
<i>E<sub>V</sub>(mm)</i>	146	102	64	56	59	55	82	89	105	159	214	170
<i>E<sub>V</sub>(%)</i>	11,24	7,83	4,89	4,30	4,54	4,26	6,31	6,84	8,08	12,21	16,45	13,05

(Source : O.N.M)

### III .3.4. La vitesse du vent :

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 1,8 m/s et 2,9 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 2,36 m/s.

**Tableau III-04 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent.**

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Jui</i>	<i>Aout</i>	<i>V<sub>moy</sub></i>
<i>Vitesse (m/s)</i>	2,7	2,9	2,7	2,6	2,2	2,3	2,3	2,2	2	2,2	2,4	1,8	2,36

(Source : O.N.M)

### III.3.5. La pluviométrie :

Avant d'évaluer les précipitations sur le bassin versant une retenue nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique.

La station pluviométrique la plus proche au bassin versant de Chaabet El Ouatia est la station Constantine (code 10.04.10). La période d'observation est 1984-2009.

**Tableau III-05 : Station pluviométrique. (Voir Annexe I.2)**

<i>Station</i>	<i>Code</i>	<i>Altitude (m NGA)</i>	<i>Période d'observation</i>
<i>Constantine</i>	10-04-10	595	1984-2009

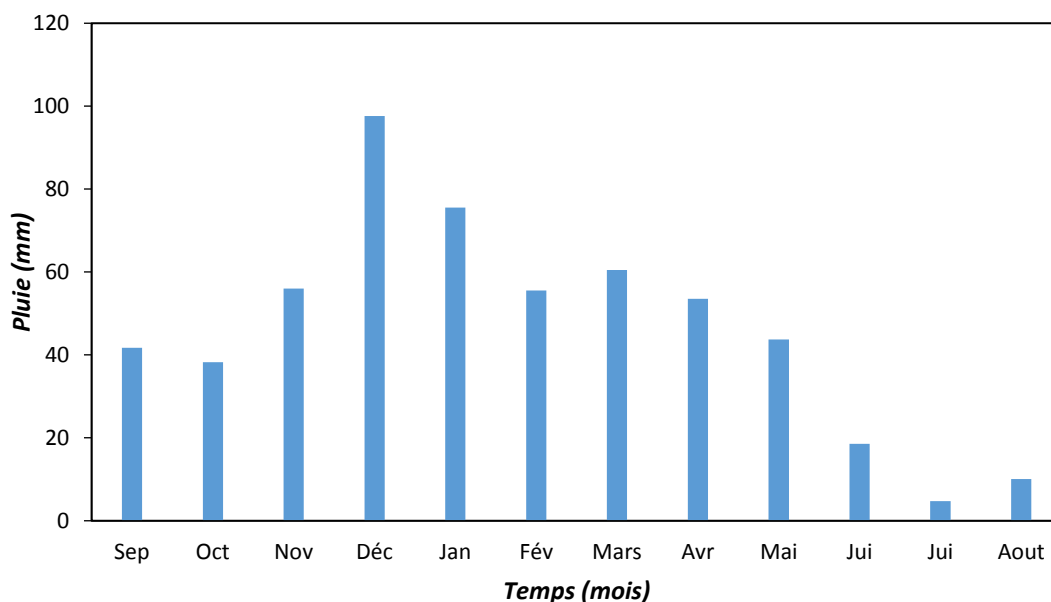
(Source : A.N.R.H)

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le suivant tableau (III-06).

**Tableau III-06 : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1984-2009). (Voir Annexe I.1)**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
<i>P(mm)</i>	41,74	38,26	55,98	97,61	75,52	55,54	60,48	53,56	43,72	18,52	4,73	10,04
<i>P (%)</i>	7,51	6,89	10,07	17,56	13,59	10,00	10,88	9,64	7,87	3,33	0,85	1,81

(Source : A.N.R.H)



**Figure III-04 : Répartition moyennes mensuelles des pluies.**

### III .3.6. Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières qui est souvent génératrice de crues exceptionnelles ; pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique ; à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

**III .3.6.1.Paramètres statistiques de l'échantillon**

**Tableau III-07 :Paramètres statistiques de l'échantillon.**

<b>Caractéristiques de l'échantillon</b>	<b>Valeur</b>
<b>Minimum</b>	28 mm
<b>Maximum</b>	103 mm
<b>Moyenne</b>	49.9 mm
<b>Ecart-type</b>	19.6 mm
<b>Médiane</b>	44.8 mm
<b>Coefficient de variation (C<sub>v</sub>)</b>	0.394
<b>Coefficient d'asymétrie (C<sub>s</sub>)</b>	1.13

**III .3.6.2.Ajustement des pluies maximales journalières :**

**A. Test d'hypothèses :**

Les méthodes de test d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur du paramètre en question soit de le rejeter.

Les étapes d'un test d'hypothèses :

**✚ Etape 01 :** formuler les hypothèses

On formule les hypothèses d'un test d'hypothèses en termes de paramètre relatif à la distribution de la population à étudier.

Deux hypothèses ainsi sont à formuler :

Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question

$H_0 : \mu = \mu_0 = \text{valeur présumée.}$

Hypothèse alternative correspond à une autre valeur différente de la valeur présumée dans l'hypothèse nulle.

**✚ Etape 02 :** choisir le seuil de signification du test ( $\alpha$  %)

Qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espèce rejeter  $H_0$  alors que  $H_0$  est vraie) souvent la valeur choisie pour  $\alpha$  est de (1 % - 5 %).

**✚ Etape 03 :** tester l'hypothèse

Teste de stationnarité

**✚ Hypothèses :**

$H_0$  Il n'y a aucune tendance dans les observations.

H<sub>1</sub> Il y a une tendance dans les observations.

**✚ Résultats :**

Valeur de la statistique  $|K| = 0.176$

P-valeur  $p = 0.860$

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H<sub>0</sub> au niveau de signification de 5%.

**B. Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle :**

**✚ Hypothèses**

H<sub>0</sub> La moyenne des deux sous échantillons est égale.

H<sub>1</sub> La moyenne des deux sous échantillons est différente.

**✚ Résultats :**

Valeur de la statistique

✓  $|W| = 0.0513$

✓ p-valeur  $p = 0.959$

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H<sub>0</sub> au niveau de signification de 5 %, on ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes.

**1) •Ajustement a la loi Log normal :**

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-0.5u^2} \dots \dots \dots [4]$$

$$\text{Et } u = \frac{\ln x - \ln \bar{x}}{\sigma_{\ln x}} \dots \dots \dots [4]$$

**- Procédé d'ajustement :**

- ✓ Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement) ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales  $\bar{x}$  et  $\sigma$  ;
- ✓ Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme  $\ln \bar{x}$  et  $\sigma_{\ln x}$  ;
- ✓ Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- ✓ Détermination de la droite de Galton  $\ln x = \ln \bar{x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$  ;

✓ Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\ln \bar{x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}}$$

Avec :

- $\delta$  : Ecart -type ;
- $U_{p\%}$  : variable réduite de gauss.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (III-08) avec la figure (III-05).

**Tableau III-08: Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal.**

<i>T (ans)</i>	<i>Q</i>	<i>X<sub>t</sub></i>	<i>Ecart type</i>	<i>L'intervalle de Confiance (95%)</i>	
200.0	0.9950	119	17.9	84.0	154
100.0	0.9900	109	15.2	79.1	138
50.0	0.9800	98.5	12.6	73.9	123
20.0	0.9500	84.9	9.40	66.5	103
10.0	0.9000	74.4	7.22	60.2	88.5
5.0	0.8000	63.4	5.29	53.0	73.7
2.0	0.5000	46.7	3.33	40.1	53.2

**2) •Ajustement à la loi de Gumbel :**

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\beta} y + x_0 \dots \dots \dots [4]$$

- y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))]$$

$$\text{Ou : } F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots \dots \dots [4]$$

- m : ordre de classement ;
- N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\beta}$  ,  $x_0$  : sont déterminées par la méthode des moindres carrées.

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la figure (III-06)



Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau (III-09).

**Tableau III-09 : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel.**

<i>T (ans)</i>	<i>Q</i>	<i>X<sub>t</sub></i>	<i>Ecart type</i>	<i>L'intervalle de Confiance (95%)</i>	
200.0	0.9950	115	12.8	90.0	140
100.0	0.9900	105	11.3	83.2	128
50.0	0.9800	95.7	9.84	76.4	115
20.0	0.9500	82.6	7.89	67.2	98.1
10.0	0.9000	72.6	6.42	60.0	85.2
5.0	0.8000	62.1	4.98	52.3	71.9
2.0	0.5000	46.3	3.20	40.0	52.5

**III .3.6.2. Conclusion :**

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières, suit la loi de Gumbel parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

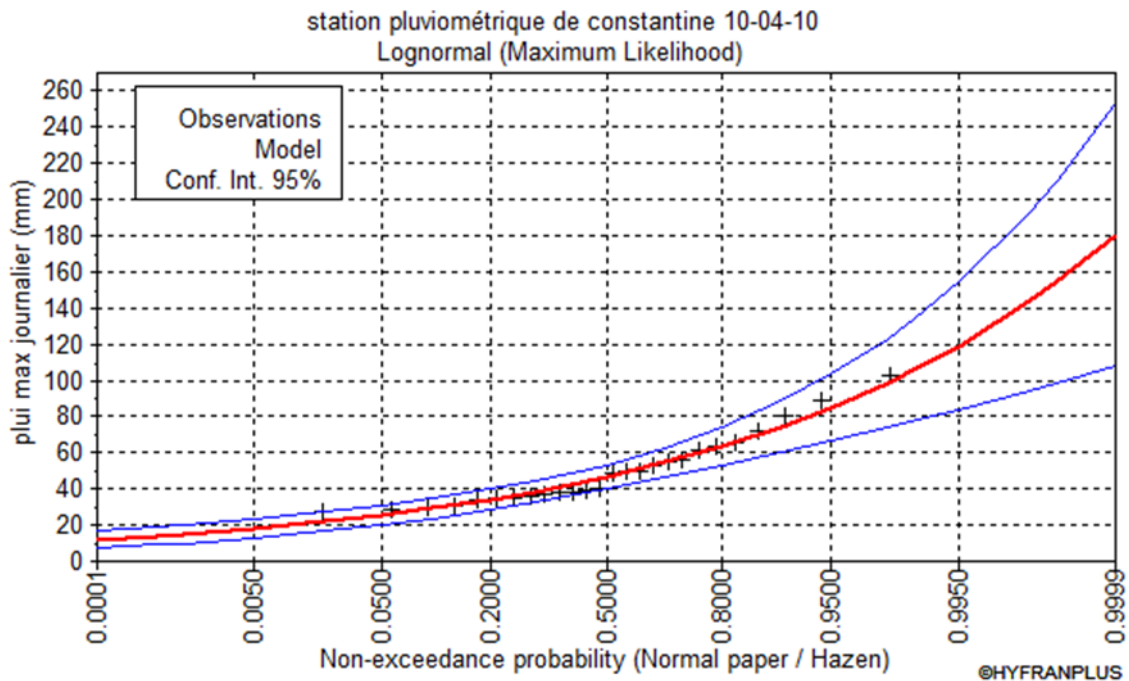


Figure III-05 : Ajustement à la loi de Log normale.

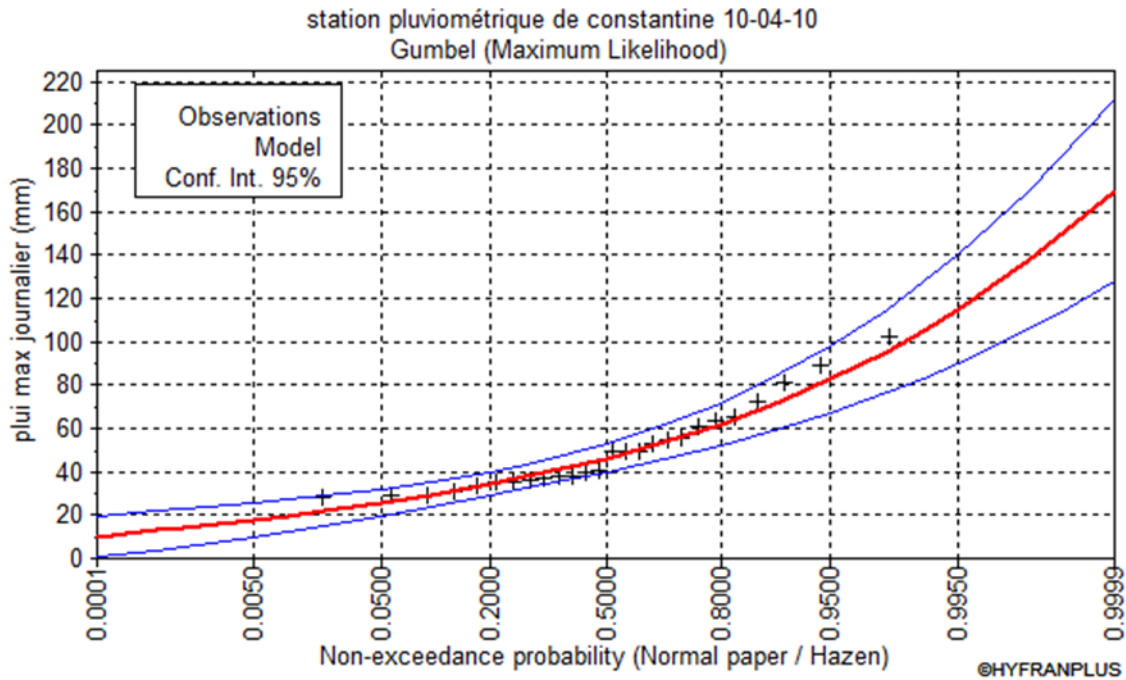


Figure III-06 : Ajustement à la loi de Gumbel.

### III .4.Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_{ct} = P_{maxj} (t/24)^b \text{ (mm)} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- $P_{ct}$  : Pluie coute durée de même fréquence que  $P_{maxj}$  % (mm) ;
- $P_{maxj}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm) ;
- T: Temps en heures ;
- b : Exposant climatique (donnée) En Algérie (b = 0.36– 0.42) on prend (b = 0.40)

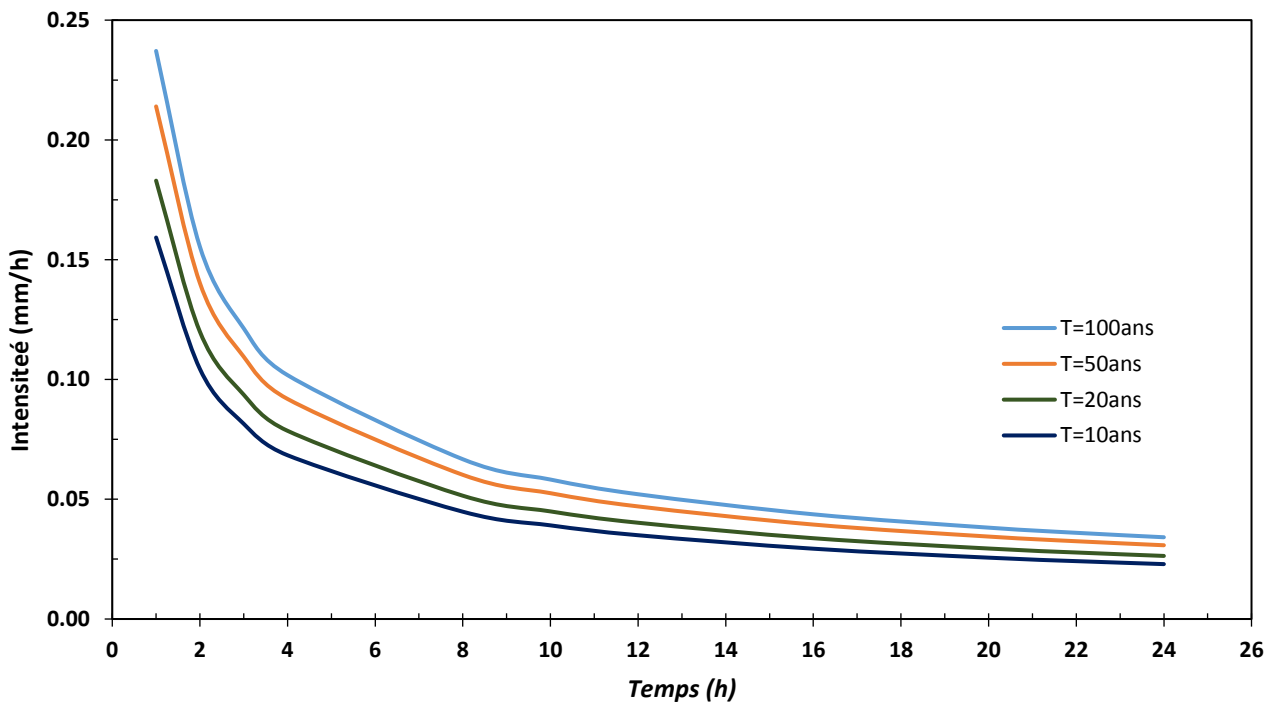
$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} : \text{L'intensité des pluies (mm/h)} \dots\dots\dots [4]$$

Les résultats de calcul de  $P_{tc}$  et  $I_0$  sont donnés dans le tableau (III-10).

Tableau III-10: Les précipitations et les intensités des différent fréquence.

Fréquence (%)	1		2		5		10	
	$P_{1c}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{1c}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{1c}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{1c}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)
1	29,45	29,45	26,84	26,84	23,17	23,17	20,36	20,36
2	38,86	19,43	35,42	17,71	30,57	15,29	26,87	13,43
3	45,70	15,23	41,66	13,89	35,95	11,98	31,60	10,53
4	51,28	12,82	46,74	11,68	40,34	10,08	35,45	8,86
8	67,66	8,46	61,67	7,71	53,23	6,65	46,78	5,85
10	73,98	7,40	67,43	6,74	58,20	5,82	51,15	5,12
12	79,58	6,63	72,53	6,04	62,60	5,22	55,02	4,59
16	89,28	5,58	81,37	5,09	70,23	4,39	61,73	3,86
20	97,62	4,88	88,97	4,45	76,79	3,84	67,49	3,37
22	101,41	4,61	92,43	4,20	79,77	3,63	70,12	3,19
24	105,00	4,38	95,70	3,99	82,60	3,44	72,60	3,03

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure. (III-07).



**Figure III-07: Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences**

### **III .5.Etudes des apports :**

#### **III .5.1.Apport moyen annuel (A<sub>0</sub>) :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A<sub>0</sub>.

##### **1. Formule de l'ANRH :**

On a :

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots [4]$$

- P : Pluie moyenne annuelle (m) ;
- S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$$AN : A_0 = 1,003 \text{ Mm}^3$$

##### **2. Formule de J-DERY ( I ) (1977):**

$$M_0 = 11.8 \cdot P_{\text{moy}}^{2.82} \dots\dots\dots [4]$$

- M<sub>0</sub> : module spécifique moyen (l/s/km<sup>2</sup>)
- P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle (m).

$$AN : M_0 = 2,251 \text{ l/s/km}^2$$

L'apport sera donc  $A_0 = M_0 \cdot S \cdot T$

Avec :

- S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;
- T : le temps d'une année en secondes.

$$AN : A_0 = 0,515 \text{ Mm}^3$$

##### **3. FORMULE DE SAMIE :**

$$Le = P^2 (293 - 2,2 \cdot \sqrt{S}) \dots\dots\dots [4]$$

Où  $A_0 = Le \cdot S$

Avec :

- Le : lame d'eau écoulée (m) ;
- P : pluie moyenne annuelle (m) ;
- S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$$AN : A_0 = 0.644 \text{ Mm}^3$$

**4. FORMULE DE DERIE II :**

$$A_0 = 0,513 * P^{2,683} * Dd^{0,5} * S^{0,842} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- P : pluie moyenne annuelle (m) ;
- Dd : densité de drainage (km/km<sup>2</sup>) ;
- S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$$AN : A_0 = 1.093 Mm^3$$

**Tableau III-11 :Récapitulatif des apports.**

<i>La formule</i>	<i>L'apport moyen annuel (Mm<sup>3</sup>)</i>
<i>Formule de l'ANRH</i>	1.003
<i>Formule de J-DERY (1977)</i>	0.515
<i>Formule de SAMIE</i>	0.644
<i>Formule de DERIE II</i>	1.093

La valeur la plus proche de la moyenne c'est celle de SAMI qui est :

$$A_0 = 0.644 Mm^3$$

On utilise cette valeur dans les calculs qui suivent.

**III .5.2. Caractéristiques de l'écoulement :**

*a) • Module de l'écoulement :*

Il est donné par :  $M_e = A_0 / T \dots\dots\dots [5]$

- A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (l/an) ;
- T : Temps d'une année en secondes T = 31536000 S

$$AN : M_e = 20.41 l/s$$

*b) • Module de l'écoulement relatif :*

On a :  $M_0 = M_e / S_{bv} \dots\dots\dots [5]$

- M<sub>e</sub> : Module de l'écoulement (l/s) ;

- S : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>).

$$\text{AN : } M_0 = 2.81 \text{ l/s/km}^2$$

**c) • *Lame d'eau écoulée :***

$$L_e = A_0/S_{bv} \dots\dots\dots [5]$$

$$\text{AN : } L_e = 0.089 \text{ m}$$

**d) • *Coefficient de l'écoulement :***

Il est donné par :  $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$  ..... [5]

$$\text{AN : } C_e = 0.160$$

**e) • *Coefficient de variation :***

**1) • *Formule de SOKOLOVSKY :***

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots [4]$$

- M<sub>0</sub> : Module spécifique (l/s.km<sup>2</sup>)

$$\text{AN : } C_v = 0.59$$

**2) • *Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :***

$$C_v = 0,7 / ((M_0)^{0.125}) \dots\dots\dots [5]$$

$$\text{AN : } C_v = 0.62$$

**3) • *Formule de ANTONOV :***

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots [5]$$

$$\text{AN: } C_v = 0.36$$

**4) • *Formule de KRISTKLY MENKEL:***

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots [4]$$

M<sub>0</sub> : module de l'écoulement relatif

AN :  $C_v = 0.56$

**Tableau III-12 : Récapitulatif des  $C_v$ .**

La formule	Le coefficient de variation $C_v$
<b>SOKOLOVSKI</b>	0.59
<b>OURKGUIPROVODKHOZ</b>	0.62
<b>ANTONOV</b>	0.36
<b>KRISTEKLY MENKEL</b>	0.56

La valeur la plus proche de la moyenne est la formule empirique de **KRISTEKLY MENKEL** :  $C_v = 0.56$

**III .5.3.Estimation fréquentielle des apports :**

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- $A\%$  : Apport de fréquence donnée ;
- $\mu$  : Variable réduite de Gauss ;
- $A_0$  : Apport moyen annuel ( $Hm^3$ ) ;
- $C_v$  : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-13).

**Tableau III-13 : Les apports de différentes fréquences.**

<b>Période de retour</b>	5	10	50	100
<b>Fréquence P (%)</b>	80	10	2	1
<b>La variable de</b>	-0,841	1,282	2,054	2,327

Gauss $\mu$				
Apport (Mm <sup>3</sup> )	0,32	1,32	2,21	2,65

### III .5.4. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (moyen et de fréquence 80 %) suit la même répartition mensuelle des précipitations tableau (III -14). On a donc :

**Tableau III-14: Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport.**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août
<i>P (mm)</i>	41,74	38,26	55,98	97,61	75,52	55,54	60,48	53,56	43,72	18,52	4,73	10,04
<i>A(Mm<sup>3</sup>)</i>	0,024	0,022	0,032	0,056	0,043	0,032	0,035	0,031	0,025	0,011	0,003	0,006

### III .6. Etude des crues :

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des retenues collinaires, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc...., les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

1. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2. Le volume de la crue.
3. La forme de la crue (Hydro gramme de crues).
4. Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.



**III .6.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue :**

**1. Formule de MALLET-GAUTHIER :**

$$\text{On a : } Q_{\max, P\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- $Q_{\max P\%}$ : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s) ;
- $P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m) ;
- $S$  : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;
- $L$  : Longueur du talweg principal (km) ;
- $K$  : Constante dépendant des caractéristiques du bassin :  $1 < K < 3$  On prend  $K = 2$  ;
- $A$  : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin  $A = 20$  ;
- $T$  : Période de retour (an).

Le tableau (III-15) nous donne tous les résultats de calcul.

**Tableau III-15 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour.**

Période de retour	10	20	50	100
<b><math>Q_{\max}</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>	27.32	31.04	35.36	38.30

**2. Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :

$$Q_{\max, P\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%, tc} - H_0) \alpha_{P\%} S f}{T_m} \dots\dots\dots [4]$$

$f$ : Coefficient de forme de la crue :  $f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

- ❖ Pour  $S \leq 50 \text{ Km}^2$ ,  $\gamma = 2$ .
- ❖ Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a  $2 \leq \gamma \leq 2.5$ .
- ❖ Pour un bassin boisé, sol perméable on a  $3 \leq \gamma \leq 4$ .

On prend :  $\gamma = 2$  d'où :  $f = 1.20$

Avec :

- S : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>) ;
- α<sub>p%</sub> : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée ;
- H<sub>0</sub> : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : 14 mm ;
- P<sub>tc,P%</sub> : précipitation en (mm), de probabilité P% correspondant à un temps t<sub>c</sub>, peut être calculé par la formule de Montanari :

$$P_{tc} = P_{\max j, P\%} \left( \frac{t_c}{24} \right)^b \dots\dots\dots [4]$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}}.$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III-16).

**Tableau III-16 :Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.**

Fréquence	1 %	2 %	5%	10%
Période de retour (an)	100	50	20	10
P <sub>ct</sub> (mm)	105,00	95,70	82,60	72,60
Q <sub>maxp%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	7,764	6,116	4,017	2,627

**3. Formule de TURRAZA :**

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C.I_{tc}}{3.6} S \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;
- C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée ;
- I<sub>tc</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

**Tableau III-17 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.**

<b>Fréquence (%)</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>
<b>C</b>	0,7	0,699	0,666	0,6
<b>I<sub>tc</sub>(mm/h)</b>	19,14	17,45	15,06	13,24
<b>Q<sub>max%</sub>(m<sup>3</sup>/s)</b>	27,03	24,60	20,23	16,02

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau (III-18)

**Tableau III-18 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.**

<b>Formule</b>	<b>Q<sub>1%</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>2%</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>5%</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sub>10%</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>Mallet – Gauthier</b>	38.30	35.36	31.04	27.32
<b>Sokolovsky</b>	7,764	6,116	4,017	2,627
<b>Turraza</b>	27,03	24,60	20,23	16,02
<b>Moyenne</b>	24,36	22,02	18,43	15,32

On prend les résultats proches des moyennes donc : les résultats de Formule de Terraaza.

### III .6.2. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que :

- La forme de la crue ;
- Le volume de la crue ;
- La durée de la crue ;
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

***Pour le temps de montée :***

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots [4]$$

$T_m$  : Temps de montée qui est égale au temps de concentration.

**Pour la décrue :**

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots$$

[4] Avec :

- $T_d = \delta T_m$  (Sokolovski)
- $\delta$ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 ÷ 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100 ; 50 ; 20 ; 10) ans, sont donnés dans le tableau (III-19)

**Tableau III-19 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.**

<i>La fréquence</i>	<i>(1%)</i>	<i>(2%)</i>	<i>(5%)</i>	<i>(10%)</i>
$Q_{\text{max}} (m^3/s)$	27,03	24,60	20,23	16,02
0	0	0	0	0
0,25	0,402	0,366	0,301	0,238
0,5	1,608	1,463	1,203	0,953
0,75	3,617	3,292	2,707	2,144
1	6,431	5,853	4,813	3,811
1,25	10,048	9,145	7,521	5,955
1,5	14,470	13,169	10,830	8,576
1,75	19,695	17,925	14,741	11,672
2	25,724	23,412	19,253	15,245
2,05	27,026	24,597	20,228	16,017
2,25	24,474	22,275	18,318	14,505

### Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

2,5	21,517	19,583	16,105	12,752
2,75	18,808	17,118	14,077	11,147
3	16,337	14,869	12,227	9,682
3,25	14,092	12,826	10,547	8,352
3,5	12,063	10,979	9,029	7,149
3,75	10,239	9,318	7,663	6,068
4	8,608	7,834	6,443	5,102
4,25	7,161	6,517	5,359	4,244
4,5	5,885	5,356	4,405	3,488
4,75	4,771	4,342	3,571	2,828
5	3,807	3,465	2,850	2,256
5,25	2,983	2,715	2,233	1,768
5,5	2,287	2,081	1,712	1,355
5,75	1,709	1,555	1,279	1,013
6	1,237	1,126	0,926	0,733
6,25	0,862	0,784	0,645	0,511
6,5	0,571	0,520	0,427	0,338
6,75	0,354	0,322	0,265	0,210
7	0,201	0,183	0,150	0,119
7,25	0,100	0,091	0,075	0,059
7,5	0,040	0,036	0,030	0,024
7,75	0,011	0,010	0,008	0,006
8	0,00093	0,00085	0,00070	0,00055
8,2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la figure. (III-08).

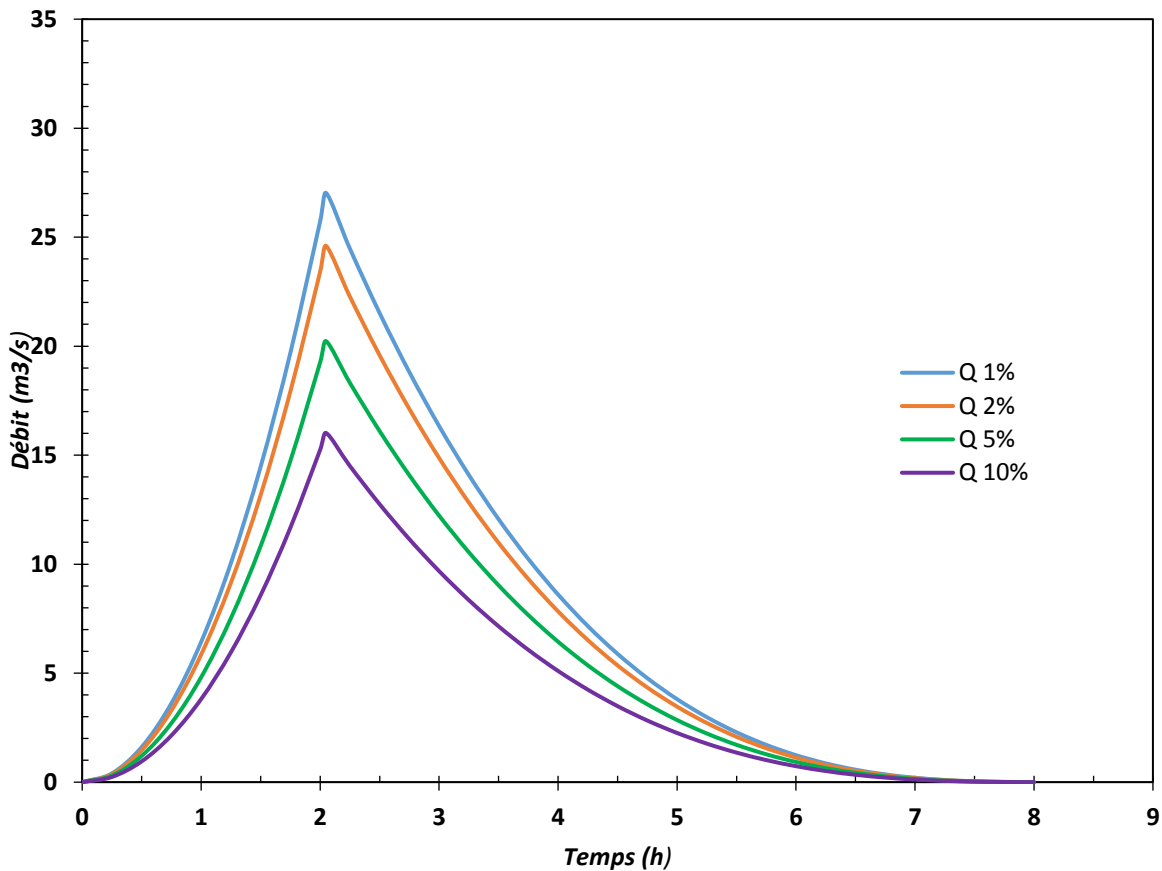


Figure III-08 :Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour.

### III.7.Estimation de la crue de projet :

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie perméabilité...).
- On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

- I<sub>a</sub> : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).
- I<sub>d</sub> : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).
- I<sub>r</sub> : représente les risques.

Si :

1/ Le risque est faible ( $I_g = 1$ ), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ( $I_g = 2$ ), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

**Tableau III-20 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet.**

<i>Le risque</i>	<i>Risque faible</i>	<i>Risque moyen (modéré)</i>	<i>Risque Important</i>
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max(1\%)+revanche}$	$Q_{\max(1\%)} + revanche majorée$ avec vérification pour $Q_{\max(0.1\%)} et Q_{\max(0.2\%)}$	$Q_{\max(0.1\%)}$

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque faible ( $I_g=1$ ) et on opte pour la crue centennale ( $T=100$  ans).

D'où:  $Q_{crue} = 27,03 \text{ m}^3/\text{s}$

### **III .8. Apports solides :**

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de la retenue d'oued Bouhaiane.

L'absence de mesures du transport solide sur oued Bouhaianenous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

**\*Formule de TIXERONT :**

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en  $\text{t}/\text{km}^2/\text{an}$ .

Où :

Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \dots\dots\dots [6]$$

$E_s$  : Apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km<sup>2</sup>/an) ;

$L_e$  : lame d'eau écoulée en (mm) ;

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant ( $\alpha = 75$ ) ;

Pour une lame d'eau écoulée de 89 mm on obtient une valeur de 146,96 t/km<sup>2</sup>/an pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots [5]$$

$S$  : Superficie du Bassin versant en (km<sup>2</sup>) ;

$$AN : A_s = 1066,96 \text{ t/an}$$

Le volume des solides est égal à :

$$V_s = A_s / \gamma_s$$

$\gamma_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ ).

$$AN : V_s = 666,85 \text{ m}^3/\text{an}$$

### **III .9. Calcul du volume mort :**

C'est un volume destiné à être rempli par les matériaux transportés.

$$V_{\text{mort}} = T \cdot V_s \dots\dots\dots [5]$$

Avec

–  $V_s$  : envasement annuel (m<sup>3</sup>/an) ;  $V_s = 666,85 \text{ m}^3/\text{an}$  ;

–  $T$  : période d'envasement (an) ;  $T = 10 \text{ ans}$ .

$$AN:V_{\text{mort}} = 6668,51 \text{ m}^3 \approx 6669 \text{ m}^3$$

### **III .10.Régularisation des débits :**

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Le type de régularisation est utilisé :

- La régularisationsaisonnaire;

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A Mm<sup>3</sup>) ;



- La consommation totale (Mm<sup>3</sup>) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue figure(III-09).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

### **III .10.1.Les courbes Caractéristiques du bassin :**

L'étude de la régularisation d'une retenue collinaire sur oued Bouhaiana pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

Les paramètres de la retenue et le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de retenue collinaire afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- 1- Apports moyens mensuels.
- 2- Répartition statique des apports.
- 3- Modulation de la demande.
- 4- Evaporation.
- 5- Courbes hauteur – capacité et hauteur – surface.
- 6- Infiltration sachant que le volume infiltré ( $V_i$ ) est pris égal à 0,1 de l'apport total.
- 7- L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

Où :

$$\Delta V = 1/2 [(S_i + S_{i+1}). (H_{i+1} - H_i)]$$

$H_i$  et  $H_{i+1}$  : sont les cotes des courbes de niveau consécutives.

$S_i$  et  $S_{i+1}$  : les superficies correspondantes.

Le tableau (III-21) nous donne tous les résultats de calcul.

---

**Tableau III-21 :Surface et volume en fonction de l'altitude.**

### Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits

<b>Cote (m)</b>	<b>Dh (m)</b>	<b>Surface (Km<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume partiel (Hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume cumulé (Hm<sup>3</sup>)</b>
381,19	0	0,000000	0,000000	0,000000
382	0,81	0,00012437	0,000050	0,000050
383	1	0,000244486	0,000184	0,000235
384	1	0,00061978	0,000432	0,000667
385	1	0,00153052	0,001075	0,001742
386	1	0,00258087	0,002056	0,003798
387	1	0,00448778	0,003534	0,007332
388	1	0,00672131	0,005605	0,012937
389	1	0,00961412	0,008168	0,021104
390	1	0,01260057	0,011107	0,032212
391	1	0,01540352	0,014002	0,046214
392	1	0,01890713	0,017155	0,063369
393	1	0,02306159	0,020984	0,084353
394	1	0,02746481	0,025263	0,109617
395	1	0,03199458	0,029730	0,139346
396	1	0,03635156	0,034173	0,173519
397	1	0,04149719	0,038924	0,212444
398	1	0,04715156	0,044324	0,256768

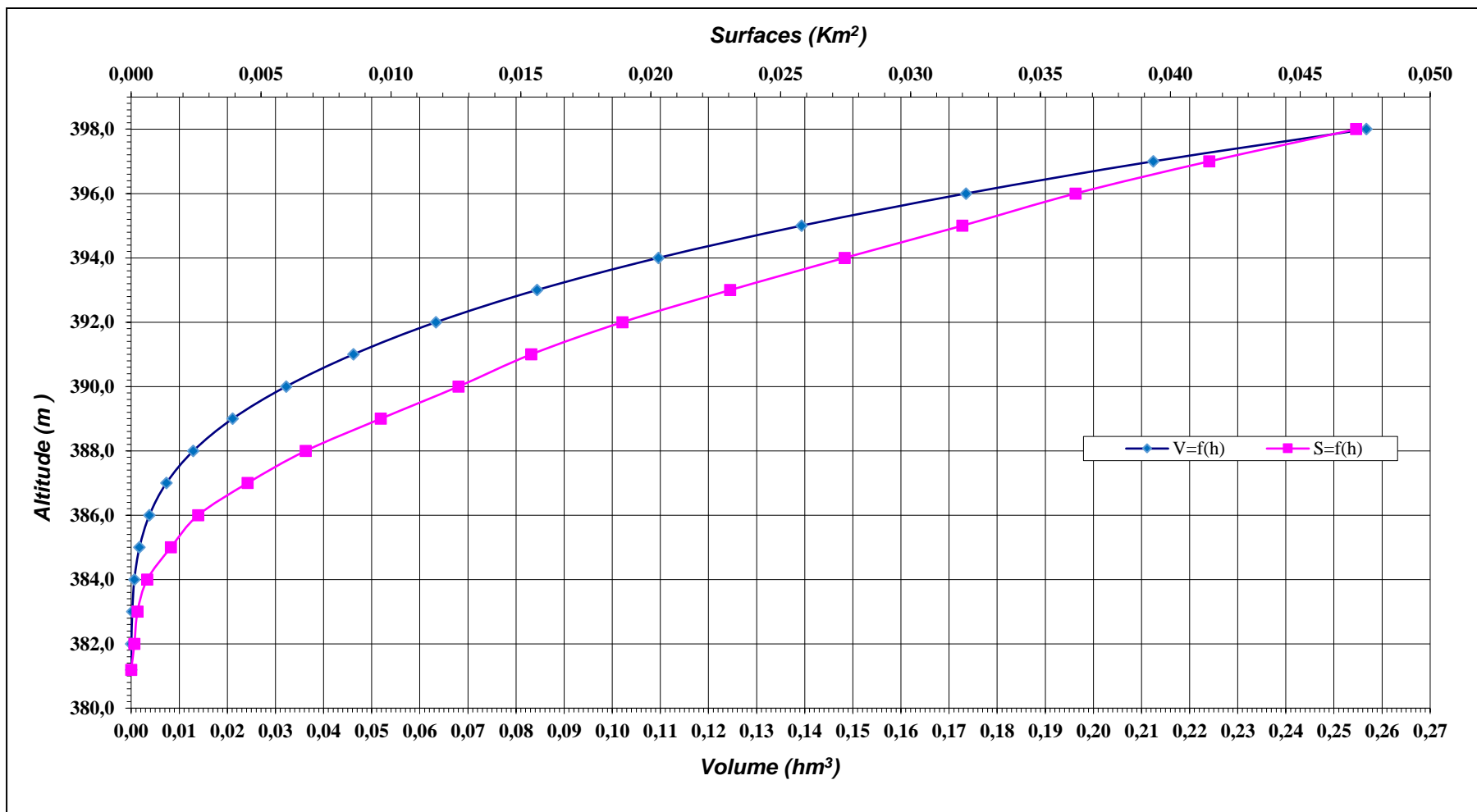


Figure III-09 : Courbes caractéristiques de la retenue.

**III .10.2. Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U% :**

La répartition mensuelle de l'apport A% et la répartition mensuelle de la consommation U% sont données dans le tableau (III-22).

**Tableau III-22 : Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation.**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
<b>A</b> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	0,024	0,022	0,032	0,056	0,043	0,032	0,035	0,031	0,025	0,011	0,003	0,006
<b>U</b> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	0,01895	0	0	0	0	0	0	0,0185	0,04275	0,03975	0,0205	0,019

**III .10.3. Calcul du volume utile :**

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- \*- L'apport annuel A% ;
- \*- La consommation totale ;
- \*- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

**- Procédé de calcul :**

- \*- Détermination de la période à bonne hydraulicité ;
- \*- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique ;
- \*- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "V<sub>s</sub>" et "V<sub>d</sub>" ;
- \*- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'mars.

Les calculs se font comme suit :  $V_{rf} = V_{ri} + (W - U - II)$

Selon les orientations de la D.R.E (Direction des ressources en eau, de la Wilaya de Constantine) la retenue Lemridj, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation. Ces besoins sont de l'ordre de 159450m<sup>3</sup> avec une dotation de 5000m<sup>3</sup>/ha, nous pouvons avec la réalisation de cette retenue irriguer une surface de 32 ha.

**III.10.3.1. Régularisation saisonnière :**

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation ;
- Pertes par infiltration.

**Pertes par évaporation :**

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \dots\dots\dots [5]$$

Avec

- $E_S$  : Evaporation mensuelle (mm) ;
- $S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ;
- " $S_{moy}$ " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

Le tableau (III-23) nous donne les résultats de calcul.

**III.10.3.1.2. Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$\dots\dots\dots [5] V_{Inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100}$$

$\delta$  : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ( $0.5 < \delta < 1$ ).

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III-23)

D'après le tableau (III-23) on a :

On a:  $V_s = 220536,39 \text{ m}^3$ .

$$V_d = 105540,07 \text{ m}^3 \approx 105540 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 105540 \text{ m}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :  $V_{NNR} = 112209 \text{ m}^3$  et :  $\nabla \text{ NNR} = 394 \text{ m NG}$

**Tableau III-23 : Régularisation saisonnière.**

<i>Mois</i>	<i>V<sub>début</sub>(m<sup>3</sup>)</i>	<i>S<sub>mois</sub>(m<sup>2</sup>)</i>	<i>Es(m)</i>	<i>V<sub>evp</sub>(m<sup>3</sup>)</i>	<i>V<sub>inf</sub>(m<sup>3</sup>)</i>	<i>II (m<sup>3</sup>)</i>	<i>W (m<sup>3</sup>)</i>	<i>U (m<sup>3</sup>)</i>	<i>W - U (m<sup>3</sup>)</i>	<i>W - U - II (m<sup>3</sup>)</i>	<i>V<sub>fin</sub> (m<sup>3</sup>)</i>
<i>Sep</i>	6669	4500	0,146	657,00	33,35	690,35	24036	18950	5085,99	4395,65	11064,65
<i>Oct</i>	11064,65	6000	0,102	612,00	55,32	667,32	22032	0	22032,03	21364,71	32429,35
<i>Nov</i>	32429,35	12700	0,064	812,80	162,15	974,95	32236	0	32236,10	31261,15	63690,51
<i>Déc</i>	63690,51	19000	0,056	1064,00	318,45	1382,45	56209	0	56208,75	54826,29	118516,80
<i>Jan</i>	118516,80	28900	0,059	1705,10	592,58	2297,68	43488	0	43488,21	41190,53	159707,33
<i>Fév</i>	159707,33	34500	0,055	1897,50	798,54	2696,04	31983	0	31982,72	29286,69	188994,02
<i>Mar</i>	188994,02	38200	0,082	3132,40	944,97	4077,37	34827	0	34827,42	30750,05	219744,07
<i>Avr</i>	219744,07	42500	0,089	3782,50	1098,72	4881,22	30843	18500	12342,54	7461,32	227205,39
<i>Mai</i>	227205,39	43500	0,105	4567,50	1136,03	5703,53	25176	42750	-17573,83	-23277,35	203928,04
<i>Jui</i>	203928,04	40900	0,159	6503,10	1019,64	7522,74	10665	39750	-29085,25	-36607,99	167320,05
<i>Jui</i>	167320,05	35800	0,214	7661,20	836,60	8497,80	2724	20500	-17776,23	-26274,03	141046,02
<i>Aoû</i>	141046,02	32100	0,17	5457,00	705,23	6162,23	5782	19000	-13218,46	-19380,69	121665,32

### III .11.Laminage des crues :

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les retenues collinaires en matériaux locaux. La submersion cause la rupture rapide de la retenue collinaire. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

Le but désiré du laminage est donc d'assurer la sécurité de la retenue collinaire, en déterminant les caractéristiques optimales des évacuateurs de crues (largeur déversante – lame déversante- débit à évacuer).

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERINE, POTAPOV et autres méthodes graphiques).

**- Méthode de KOTCHERINE :** ..... [7]

Nous retenons à méthode de KOTCHERINE car l'information qu'elle utilise est facilement accessible. C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

1. L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle ou un trapèze.
2. Les débits transitant par l'évacuateur se déversent selon une fonction linéaire.
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
4. Les pertes par infiltration et l'évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots\dots\dots [7]$$

Avec : m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.45 ;

b : largeur du déversoir en (m) ;

H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau (m) ;

P : la hauteur de pelle (m) ;

$H_0$  : charge global (charge dynamique) : 
$$H_0 = H + \frac{\alpha.V_0^2}{2g}$$

$V_0$  : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b.(H + P)$$

Tous les calculs et résultats sont illustres ci :

**Tableau III-24 :Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.**

<i>Données</i>		<i>Largeur (m)</i>	<i>Hauteur (m)</i>	<i>Débit (m<sup>3</sup>/s)</i>	<i>Surface (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>W<sub>d</sub> (m<sup>3</sup>)</i>
<i>g (m/s<sup>2</sup>)</i>	9,81	4	0,2	0,713	4,8	0,149	2791
<i>α</i>	1	8	0,4	4,034	11,2	0,360	7791
<i>2*g</i>	19,62	12	0,6	11,117	19,2	0,579	12791
$\sqrt{2.g}$	4,429447	16	0,8	22,820	28,8	0,792	21791
<i>Q<sub>1%</sub>(m<sup>3</sup>/s)</i>	27,03	20	1	39,865	40	0,997	26791
<i>W<sub>1%</sub> (m<sup>3</sup>)</i>	240424	24	1,2	62,885	52,8	1,191	34791
<i>m</i>	0,45	28	1,4	92,451	67,2	1,376	41791
<i>P (m)</i>	1	32	1,6	129,090	83,2	1,552	46791

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur b de 4 m à 32 m selon a formule :

$$q = mb\sqrt{2gH}^{3/2}$$

Les calculs et les résultats sont faits selon les tableaux (III-25) et (III-26).

**Tableau III-25 : Détermination de H<sub>0</sub>et Q en fonction de b.**

<i>H</i>	<i>V</i>	<i>H<sub>0</sub></i>	<i>Débit (m<sup>3</sup>/s)</i>							
			<i>b=4m</i>	<i>b=8m</i>	<i>b=12m</i>	<i>b=16m</i>	<i>b=20m</i>	<i>b=24m</i>	<i>b=28m</i>	<i>b=32m</i>
0,2	0,149	0,201	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,4	0,360	0,407	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,6	0,579	0,617	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,8	0,792	0,832	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1	0,997	1,051	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,2	1,191	1,272	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,4	1,376	1,496	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,6	1,552	1,723	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220



**Tableau III-26 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.**

<i>H</i>	<i>V<sub>ch</sub></i>	<i>q<sub>laminé</sub></i>	<i>Débit (m<sup>3</sup>/s)</i>							
			<i>b=4m</i>	<i>b=8m</i>	<i>b=12m</i>	<i>b=16m</i>	<i>b=20m</i>	<i>b=24m</i>	<i>b=28m</i>	<i>b=32m</i>
0,201	2791	29,029	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,407	7791	28,418	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,617	12791	27,807	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,832	21791	26,708	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1,051	26791	26,097	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,272	34791	25,120	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,496	41791	24,265	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,723	46791	23,654	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q_{lam} = f(h)$  détermine par la formule :

$$q_{lam} = Q_{1\%} \left( 1 - \frac{V_{ch}}{V_{Cr}} \right) \dots\dots\dots [7]$$

Avec :  $Q_{1\%}$  : débit maximum de crue en (m<sup>3</sup>/s) ;

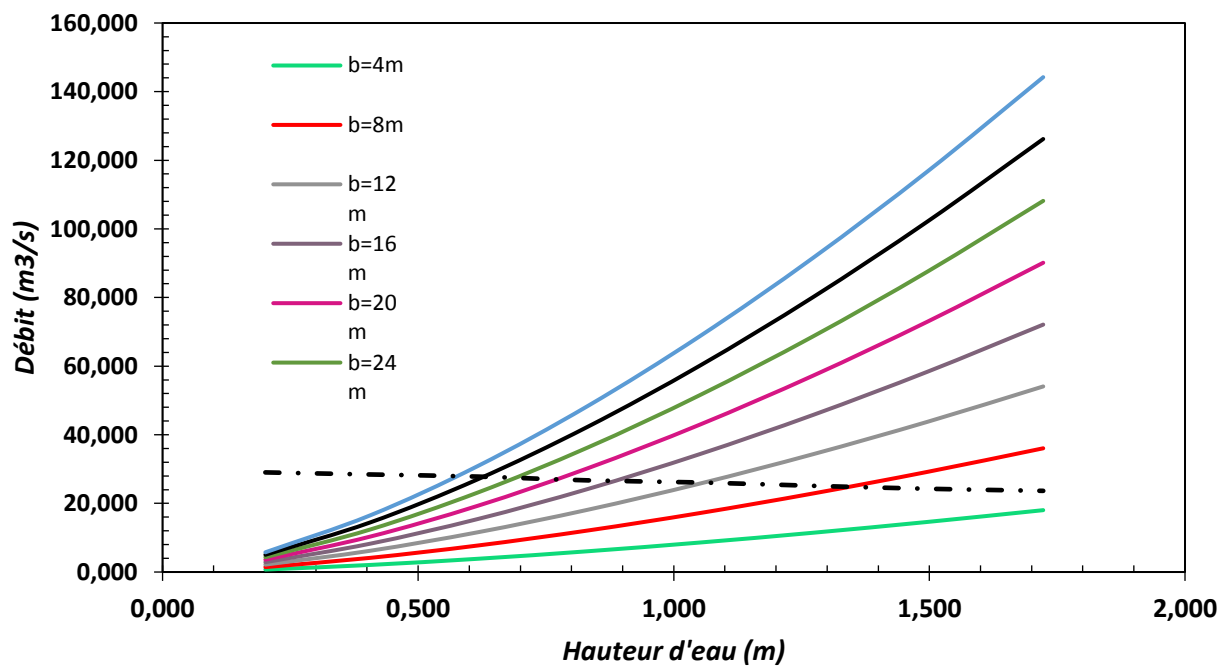
$V_{ch}$  : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur (m<sup>3</sup>);

$V_{cr}$  : volume de la crue correspondant au  $Q_{1\%}$  en (m<sup>3</sup>).

Les résultats de l'étude du laminage des crues de l'oued Bouhaïanesont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-27 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE.**

$L$ (m)	$H_d$ (m)	$NPHE$ (m NGA)	$q$ (m <sup>3</sup> /s)
8	1,36	395,36	24,88
12	1,07	395,07	25,74
16	0,88	394,88	26,36
20	0,77	394,77	26,71
24	0,69	394,69	26,97
28	0,63	394,63	27,17
32	0,58	394,58	27,33



**Figure III-10 : Courbes  $q = f(H)$ .**

### **III.10. Conclusion :**

D'après l'étude hydrologique nous avons trouvé les résultats suivants :

- L'apport moyen annuel calculé par les formules empiriques est estimé par 0.644 Mm<sup>3</sup>.
- Le volume mort de la retenue est de 6669 m<sup>3</sup>.
- Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues nous avons choisi la crue centennale avec un débit de 27,03 m<sup>3</sup>/s.
- L'étude de régularisation nous a donné un volume utile de 105540 m<sup>3</sup>.
- La largeur déversant de 12 m avec une charge déversant de 1,07 m pour un débit laminé de 25,74 m<sup>3</sup>/s.

# CHAPITRE IV

## Conception et stabilité de l'ouvrage

### IV.1. Introduction :

La digue de la retenue collinaire Lemridj est un remblai homogène, qui à une hauteur de volume normale de la retenue est de 16,93 m et la largeur déversante de 12 m avec une charge déversante de 1,07 m pour un débit laminé de 25,74 m<sup>3</sup>/s.

### IV.2. Dimensionnement de la digue (homogène en argile) :

#### IV.2.1 Calcul des différents niveaux d'eau :

##### A/ Niveau mort de la retenue (NMR) :

C'est le niveau correspondant à la tranche morte. Prévue pour emmagasiner les dépôts.

$$\text{NMR} = 386.8 \text{ m}$$

##### B/ Niveau normale de la retenue (NNR) :

Selon un calcul de régularisation en détermine le niveau normal :

$$\text{NNR} = 394 \text{ m}$$

##### C/ Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E) :

Il est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge de d'eau sur le déversoir.

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + H_0$$

Avec :

$H_0$  : la charge au-dessus du déversoir, définie en fonction de laminage des crues et une optimisation égale à 1,07 m.

$$\text{NPHE} = 395,07\text{m}$$

**D/ La revanche :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

**1) • Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0.75H + v^2/2g \text{ (m)} \dots\dots\dots [7]$$

$$H = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \quad (F < 18 \text{ Km}).$$

Où F est la longueur du Fetch en (Km) = 0,4 Km

$$\text{AN : } H = 0.76 \text{ m ;}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

$$V = 1.5 + 2H.$$

$$\text{AN : } V = 3.02 \text{ m/s ;}$$

La revanche sera donc : R = 1.03 m.

**2) • Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots [7]$$

$$R = 0.75H + v^2/2g$$

$$\text{AN: } H = 0.71 \text{ m;}$$

$$V = 2.92 \text{ m/s;}$$

$$R = 0.97 \text{ m.}$$

**3) • Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \dots\dots\dots [7]$$

$$\text{AN : } R = 1.19 \text{ m.}$$

On prend une valeur moyenne de la revanche : R = 1.03 m.

**E/ La hauteur en crête :**

$$\text{Côte crête} = \text{NNR} + \text{R} + h_{\text{dév}} + t \text{ (m)}$$

NNR : Niveau normale de la retenue = 394m

$H_d$  : Charge déversée = 1,07 m

R : La revanche = 1.03 m

t : Hauteur libre de sécurité (tassement); dans le cas des petits barrages entre 0.1 m.

$$\text{Côte crête} = 396,16\text{m}$$

**F/ La hauteur du retenue collinaire :**

$$H_b = \text{côte crête} - \text{côte min}$$

$$H_b = 396,16 - 377,07$$

$$H_b = 19.09 \text{ m}$$

**G/ Calcul de la largeur en crête:**

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) • **Formule de KNAPPEN :**

$$b_{\text{cr}} = 1.65 \sqrt{Hb} \text{ (m)} \dots\dots\dots [7]$$

2) • **Formule de E-F-PREECE :**

$$b_{\text{cr}} = 1.1 \sqrt{Hb} + 1 \text{ (m)} \dots\dots\dots [7]$$

3) • **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{\text{cr}} = 3.60 \sqrt[3]{Hb} - 3 \text{ (m)} \dots\dots\dots [7]$$

**Tableau IV-01: Récapitulatif des résultats de la largeur en crête.**

Formule utilise	Largeur en crete du barrage (m)
<i>Formule de KNAPPEN</i>	7,21
<i>Formule de E-F-PREECE</i>	5,81
<i>Formule Anonyme (simplifiée)</i>	6,62

Suivant les caractéristiques techniques de la retenue collinaire, nous avons adopté une largeur = 6,0 m. Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

- **Classification de l'ouvrage :**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

**Tableau IV-02 : Classification de l'ouvrage.**

Ouvrages	Matériaux de fondation	Hauteur de l'ouvrage et sa catégorie			
		I	II	III	IV
Barrage en terre	• Roches.	>100	70-100	25-70	<25
	• Alluvions.	>75	35-75	15-35	<15
	• Sols argileux.	>50	25-50	15-25	<15

D'après le tableau notre barrage de classe III.

### **IV.2.2 Longueur en crête :**

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés, et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % pour permettre l'évacuation des eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

La longueur en crête par rapport à l'axe définie de la digue est :  $L=92.50m$ .

### **IV.2.3 Pente des talus :**

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau (IV-03) donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

**Tableau IV-03 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage.**

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit	
		amont	aval
$0 < H < 5$	• Homogène.	2.5	2
	• A Zone.	2	2
$5 \leq H < 10$	• Homogène (granulométrie étendue).	2	2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile.	2.5	2.5
	• A Zone.	2	2.5
$10 \leq H \leq 20$	• Homogène (granulométrie étendue).	2.5	2.5
	• Homogène à fort pourcentage d'argile.	3	2.5
	• A Zone.	2	3

Les pentes proposées sont suivantes:

A) Talus amont :

- Talus amont : 1 / 3.0

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 4m à la cote 384 m NGA.

B) Talus aval :

- Talus aval : 1 / 2.5

**IV.2.4 Protection des talus :**

***a- Talus amont :***

Le talus amont devra être protégé contre le déferlement des vagues et les violentes précipitations, pour cela on prévoit un revêtement de protection en enrochement ; celui-ci est caractérisé par :

- Le faible prix.
- Le temps de réalisation relativement court.
- Le maintien de la stabilité du talus lors d'une vidange rapide.

- ***Épaisseur de la couche de protection :***

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « T. V.A. ».



- **Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority) :**

On a:  $e = CV^2$

V : Vitesse de propagation des vagues ( $V = 3.02$  m/s) ;

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'enrochement : ( $\gamma_P = 2.5$  g/cm<sup>2</sup>).

La valeur de "C" est donnée par le tableau (IV-04).

**Tableau IV-04 : Valeur de C.**

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma_P = 2.5$	$\gamma_P = 2.65$	$\gamma_P = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.030	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.028	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Par interpolation linéaire :  $C = 0.028$  ;  $e = 0.26$  m ; D'où :  $e = 0.3$  m.

### **b- Talus aval :**

Le talus aval est soumis en général au processus de l'altération superficielle naturelle (action des vents précipitations), c'est pour cela que la couche d'enrochement sera moins importante que celle du talus amont.

On protège ce talus par une conche en enrochement de 0,2 m .

### **IV.3 La clé d'étanchéité :**

La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à 03 mètre. S'il faut avoir la grandeur supérieure de l'élément d'étanchéité on construira.

On détermine les dimensions du dispositif de l' d'étanchéité par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en ces d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur d'élément (clé d'étanchéité) est égale (2-4) m, prend les talus ( $m_1 = m_2 = 1/1$ ).

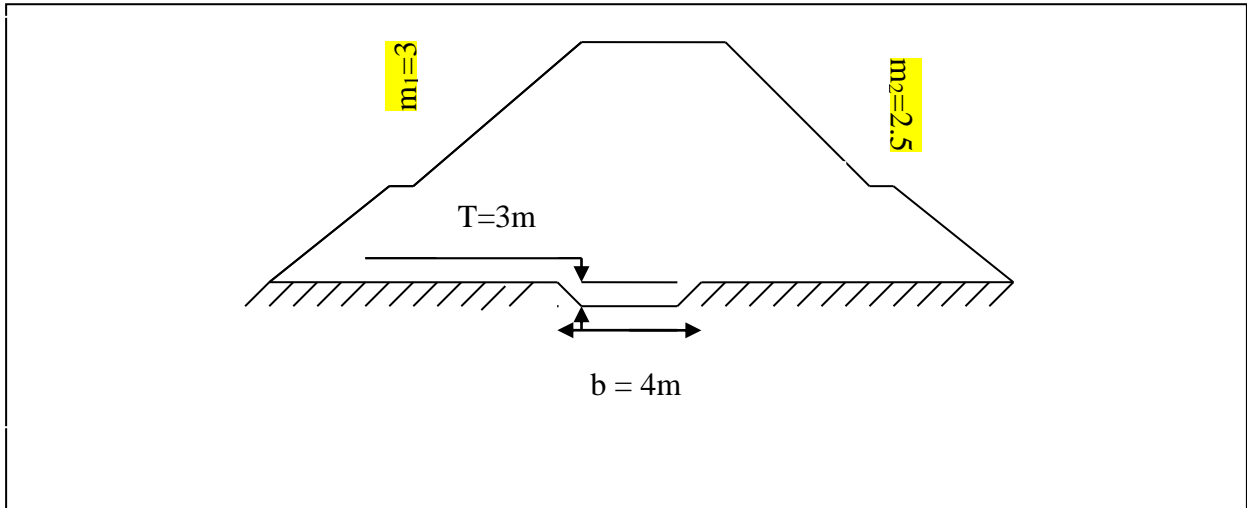


Figure IV-01: Clé d'étanchéité du barrage.

#### IV.4. Le dispositif de drainage du remblai :

L'expérience montre que, même les petit barrages ( $H < 5\text{m}$ ) l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméable), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

##### IV.4.1. Le drain vertical :

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au du tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.6m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peut en aval de l'axe du remblai (a fin de bénéficier au maximum de d'étanchéité apportée par le remblai amont).

Le sommet du drain est arase au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE) ..... [10]

- **Dimensionnement du drain vertical :**

➤ **Hauteur du drain :**  $H_{\text{dr}} = 16.93 + 0.5 = 17.43 \text{ m}$        $H_{\text{dr}} = 17.43 \text{ m}$

$\Rightarrow C_{\text{dr}} = 394.50 \text{ m (NGA)}$

➤ **Épaisseur du drain** : d'après le tableau :

**Tableau IV-05 : Les valeurs du coefficient C.**

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Épaisseur (m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Mm<sup>3</sup>).

Notre barrage a H =19.09 m, et V = 0.0377Mm<sup>3</sup> donc  $H^2\sqrt{V} = 70.78$  (30÷100)  $e_{dr} = 0.80m$

#### **IV. 4.2. Le tapis drainant sous le talus aval :**

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène, ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de 0.5m, s'étend sur (1/4-1/3) de l'emprise du barrage.

On note que l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

- **Dimensionnement du tapis drainant :**

- **Longueur du tapis drainant :**

$$L_d = (1/3-1/4) L_b \dots \dots \dots [11]$$

$$L_d = 1/ 3,5. L_b$$

$L_d$  : longueur du drain tapis en (m).

$L_b$  : largeur transversal du barrage (90,33m).

$$AN : L_d = 25.80 m$$

- **L'épaisseur du tapis :**

$$e_t = 0.5m$$

#### **IV.4.3 Le prisme de drainages :**

Permettent de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.

-Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.

-Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

• **Dimensionnement du prisme de drainage :**

Fruit des talus :  $m_1 = (1.25-1.75)$  on prend :  $m_1 = 1.5$  et  $m_2 = (1.75-2.5)$  on prend:  $m_2 = 1.75$

➤ **Hauteur :**  $H_{dr} = (0.15-0.2) H_b$

$$AN : H_{dr} = 0,2 * 19,09 = 3.81 \text{ m}$$

$$H_{dr} = 4 \text{ m}$$

## IV.5 Calcul des filtres:

### IV.5.1 Règles des filtres :

Les filtres sont une succession des couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage ;
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges) ;
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

**Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Où:

$\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = D_{60}/D_{10}$ .

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_0 - 0,1 \text{Log}\eta$ .

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

**Condition 2 :**

Vérification des suffisances de perméabilité :

$$K_F \geq (2 + \sqrt[6]{\eta})K \text{ (m/s)} \dots\dots\dots [10]$$

Où :

$K$  : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

$K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

**Condition 3 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots [11]$$

**IV.5.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec (voir annexe II).

$D_{15}$  : Diamètre du sol protégeant.

$d_{15}$  : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

$$d_{15} = 0.0083 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0.016 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 0.125 \text{ mm.}$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0.0996 \text{ mm} < D_{15} < 0.332 \text{ mm ;}$$

$$0.192 \text{ mm} < D_{50} < 0.928 \text{ mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,216 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 0,560 \text{ mm.}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$2.592 \text{ mm} < D_{15} < 8.64 \text{ mm ;}$$

$$6.72 \text{ mm} < D_{50} < 32.48 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 5.616 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 19.6 \text{ mm.}$$

**IV.5.3. Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**

**a). Filtre N° 1 :**

**Condition 1:**

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[5]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'après la courbe granulométrique de F<sub>1</sub> :

$$\begin{aligned} d_5 &= 0.17 \text{ mm} ; d_{10} = 0.19 \text{ mm} ; D_{15} = 0.216 \text{ mm} ; \\ d_{17} &= 0.23 \text{ mm} ; d_{50} = 0.56 \text{ mm} ; d_{60} = 0.74 \text{ mm} ; \\ d_{85} &= 1.71 \text{ mm}. \end{aligned}$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 3.89$  Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0.45$  d'où  $n = 0.39$  ;

$D_5/D_{17} = 0.74 > 0.31$ .

Condition vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

**Condition 2:**

$$K_F > (2 + \sqrt[5]{\eta})K$$

$$K = 1.00 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} ;$$

$$K_F > 3.25 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}.$$

**Condition 3 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.216}{1.71} = 0.18 < 4 \quad (0,13)$$

Condition vérifiée donc pas de zone de transition.

**b). Filtre N° 2 :**

$$\begin{aligned} d_5 &= 3.89 \text{ mm} ; d_{10} = 4.68 \text{ mm} ; d_{15} = 5.616 \text{ mm} ; \\ d_{17} &= 6.05 \text{ mm} ; d_{50} = 19.6 \text{ mm} ; d_{60} = 28.49 \text{ mm} ; \\ d_{85} &= 68.78 \text{ mm}. \end{aligned}$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 6.09$  Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0.40$  d'où  $n = 0.37$ .

**Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05 \eta)^{\frac{n}{1+n}}$$

$$D_5/D_{17} = 0.64 > 0,33.$$

La condition est vérifiée donc non-existence du phénomène de renard.

**Condition 3 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{5.616}{68.78} = 0,081 < 4$$

Condition vérifiée donc pas de zone de transition.

#### **IV. 5.4. Conclusion :**

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur  $e = 20$  cm ou bien une couche de géotextile (tissus non tissés).
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

#### **IV.6. Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :**

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

##### **IV.6.1. Tracer de la ligne de saturation :**

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

- **Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres :**

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ai un coefficient de filtration nul.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer "o" est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain ).

- L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots [14]$$

$$\text{Avec } : y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point "C<sub>o</sub>" à une distance "a" du foyer "o" et une distance "a + Δa" du point d'intersection "C" de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande "a" ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{en fonction de } \theta, \text{ d'où on peut déterminer "C}_o\text{"}$$

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point "C<sub>o</sub>" et "b" par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.



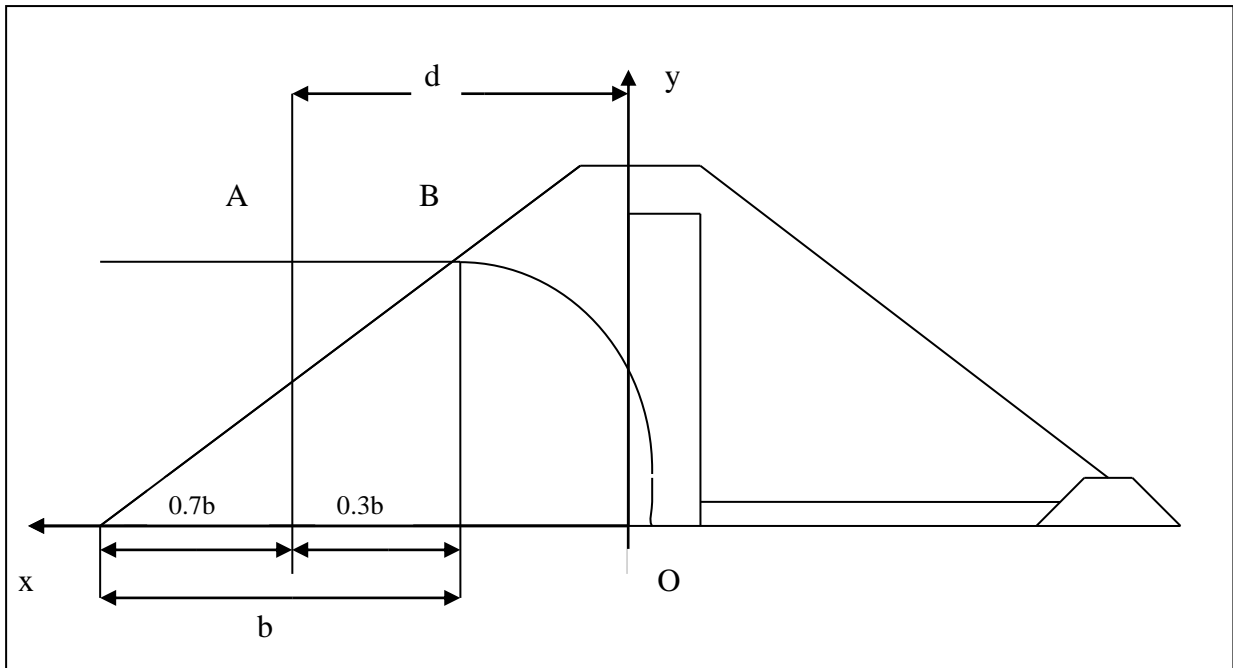


Figure IV-02 : calcul les infiltrations a travers le corps de la digue.

On a :

$$d = 21.58 \text{ m} \text{ et } h = 6.93 \text{ m}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$AN : y_0 = 5.85 \text{ m}$$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \text{ donc : } 2xy_0 = y^2 - (5.85)^2$$

$$D'où : y^2 = 11.70 x + 34.20$$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (IV-06).

Tableau IV-06 : Les coordonnées de la parabole.

X (m)	-3	-2	-1	-0.5	0	2	4	6
Y (m)	0,00	3.29	4.74	5.32	5.85	7.59	9.00	10.22
X (m)	8	10	12	14	16	18	20	21.58
Y (m)	11.30	12.30	13.21	14.07	14.88	15.65	16.38	16.93

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau "C" est déterminé par

$$l'équation : a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

a : la distance "Oc" ;

$\Delta a$  : la distance "C<sub>1</sub>C" ;

$\alpha$  : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casa grande (voir annexe III), on détermine  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

$$\text{On a : } \alpha = 90^\circ \text{ d'où : } \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.25 \text{ et : } a + \Delta a = \frac{5.85}{1-0} = 5.85 \text{ m.}$$

$$\text{De l'équation (2) on aura : } \Delta a = 5.85 * 0.25 \text{ m} = 1.46 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } a = 5.85 - 1.46 = 4.39 \text{ m.}$$

$$a = 4.39 \text{ m}$$

$$\Delta a = 1.46 \text{ m}$$

Connaissant "a" et " $\Delta a$ ", on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

#### **IV.6.2. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :**

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui-ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène, le débit de fuite est donné par :

$$q_n = K.I.A$$

$q_n$ : débit d'infiltration (m<sup>3</sup>/s/ml) ;

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité ;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

$$\text{Le gradient hydraulique est déterminé par : } I = \frac{dy}{dx} \text{ et : } A = y.l$$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \text{ Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

$$\text{D'où : } q_n = Ky_0 \text{ m}^3/\text{s/ml.}$$

$$\text{AN: } q_n = 1.00 \cdot 10^{-9} \cdot 5.58 = 5.8510^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$q_n = 5.85 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}.$$

Avec la longueur de couronnement du barrage  $L_{cr}$  qui est de 91 m, on obtient le débit de fuite par la relation :

$$Q_{bar} = q \cdot L_{cr} = 5.85 \cdot 10^{-9} \cdot 90.33 = 5.28 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

**IV.6.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage:**

- *dispositif d'ancrage.* :

La résistance d'information du sol est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm}$$

$\Delta H$  : perte de charge dans le noyau :  $\Delta H (H_{amont} - H_{aval})$  de la ligne de saturation.

$\delta n$  : épaisseur de la clé d'étancheite.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau (IV-07).

**Tableau IV-07 : Gradient hydraulique admissible ..... [3]**

sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable- moyenne	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.86
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Donc:  $I_{adm} = 1.8$ ;  $\Delta H = 16.93 \text{ m}$ ;  $\delta n = 10\text{m}$ ;  $I = 1.693 \leq I_{adm} = 1.8$

D'ou la résistance à l'infiltration du sol de la clé d'ancrage est assurée.

**IV.6.4. débit d'infiltration à travers la fondation :**

Dans notre cas on a la fondation du barrage est imperméable (fondation rocheuse avec une perméabilité presque nul  $K_f = 10^{-5} \text{ m/s}$ ).

## **IV.7. Calcul de stabilité :**

### **IV.7.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

1/- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-1. Glissement en cascade.

a-2 .Glissement, puit renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

2. l'instabilité mécanique en fondation :

#### **IV.7.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :**

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe).
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus amont et talus aval).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le tableau (IV-08).

**Tableau IV-08 : Coefficient de stabilité admissible des talus.**

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Et des actions				
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

**IV.7.1.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :**

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage.

$(K_1-K_2)$  : sont déterminés d'après le tableau (V-09) en fonction de pentes de talus.

Pour notre cas  $K_1 = 1$  ;  $K_2 = 2.025$ .

**Tableau IV-09 : ( $K_1$ - $K_2$ ) en fonction des pentes des talus.**

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,77	2,5	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point "B".

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon "R" qui doit être dans la limite du talus aval c à d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement "o".

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b = 0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie "zéro" sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche "G" ;
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée "F" ;
3. Forces de pressions interstitielles ;
4. Forces de Cohésion;
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$

$\alpha$ : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

#### **IV.7.1.4. Les caractéristiques géotechniques des sols :**

Elles sont représentées dans le tableau (IV-10) suivant :

**Tableau IV-10 : Les caractéristiques géotechniques des sols.**

Paramètres	Unité	Corps du barrage	Fondation
Angle de frottement total ( $\varphi_u$ )	Degré (°)	20	18
Cohésion totale ( $C_u$ )	bar	0,7	0,4
Angle de frottement effectif ( $\varphi_{ef}$ )	Degré (°)	25	23
Cohésion totale ( $C_{ef}$ )	bar	0,4	0,25
$\gamma_{sat}$	t/m <sup>3</sup>	1.98	2.04
$\gamma_d$	t/m <sup>3</sup>	1.78	1.65

**IV.7.2. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

***a-Force de pesanteur :***

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$ .

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches ;

$\gamma_1$  : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. ( $\gamma_d$  : densité sèche) ;

$\gamma_2$  : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. ( $\gamma_{sat}$  : densité du matériaux de construction à l'état saturé) ;

$\gamma_3$  : densité de l'assise. ( $\gamma_{sat}$  : densité de la fondation à l'état saturé) ;

$b$  : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- $N_n = G_n \cdot \cos \alpha$  : qui est une force normale stabilisatrice.
- $T_n = G_n \cdot \sin \alpha$  : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :  $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$ .

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

***b-Forces de pression interstitielle :***

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

U : pression interstitielle ;

dl : longueur en arc de la tranchée ;

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 1 \text{KN/m}^3$  ;

h : hauteur de la tranche.

**c- Forces de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl.$$

C: Cohésion du sol considéré.

**d- Forces dues au séisme :**

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a G_n$$

a : Coefficient de séisme (a=0,25).

$G_n$  : Poids de la tranche.

**IV.7.3 Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

**1) • Les forces stabilisatrices:**

**a) Force de frottement :**

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{tg} \varphi.$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b) Force de cohésion :**

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{b}{\cos(\alpha)}$$

b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [ (N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl} ] R.$$



R : rayon de la courbe de glissement.

**2- Les forces déstabilisatrices (motrices) :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a \sum G_n d_n$$

**Remarque :** Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

**IV.7.4. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :**

Le coefficient "Ks" est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments ds forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

\* Pour le cas d'une retenue vide (P = 0), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

$d_n$  : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

**1) • Avec effet de séisme :**

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}}$$

**2)° Sans l'effet de séisme :**

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (voir annexe IV) Pour les différents rayons.

Le coefficient  $K_s$  calculé doit être supérieur à « $K_{sadm}$ », pour notre cas le barrage est de classe IV.

$$K_{ss} = 1.15 - 1.10$$

Pour tous les types de fonctionnement.

$$K_{as} = 1.05.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (IV-11).

**Tableau IV-11 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.**

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont	R = 31.39 m	4.43	2.71
	Talus aval	R = 31.75 m	3.35	2.27
En exploitation	Talus amont	R = 31.39 m	9.03	4.59
	Talus aval	R = 31.75 m	2.91	2.09

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

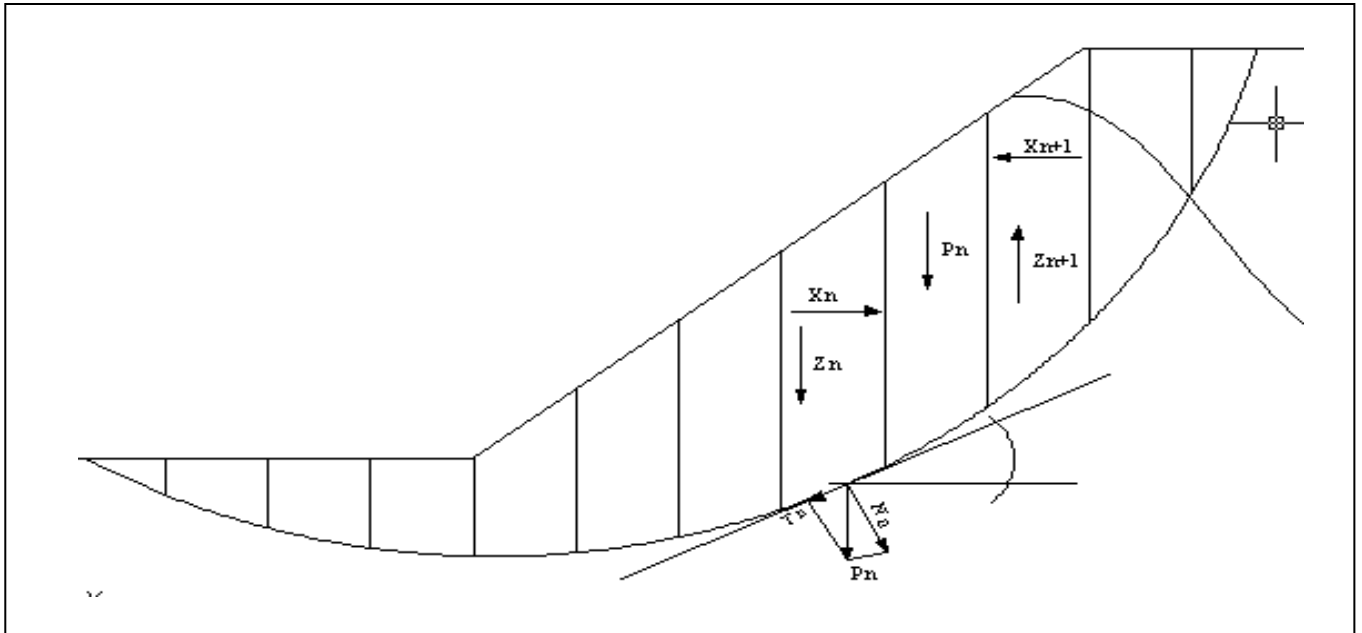


Figure IV-03 : Schéma de calcul de stabilité.

#### IV.8. Tassement du barrage :

Pour établir avec exactitude le volume du barrage et la côte de la crête de construction, on détermine les tassements des sols de corps du barrage et de sa fondation.

La valeur des tassements dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques des sols du barrage et de sa fondation, des pentes de talus, de la hauteur du barrage, et le taux de compactage du sol du corps de barrage.

Le tassement du barrage peut provoquer :

- L'abaissement du niveau de couronnement, d'où la diminution de la revanche pour la sécurité contre les débordements dus aux vagues ;
- La déformation des organes d'étanchéité ;
- Les risques de fissuration des barrages.

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse par 40 m, on peut préalablement prendre le tassement :

$$t = (0.5 - 0.15) \% \text{ de la hauteur du barrage} \dots\dots\dots [16]$$

Pour les hauts barrages on calcule le tassement d'après la formule :

$$t = 0.001 Hb^{3/2}$$

t : tassement de la crête du barrage ;

Hb : hauteur du barrage ;

Donc pour notre cas :

$$t = (0.5 - 0.15)\% H_b.$$

$$AN : t = 0.095 \text{ m.}$$

#### **IV.9.Conclusion :**

D'après l'étude de conception et de stabilité de l'ouvrage, nous avons trouvé les résultats suivants :

- Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E) : NPHE = 395,07m
- La hauteur de la retenue collinaire : Hb = 19.09 m
- La largeur en crête : B = 6,0 m
- Talus amont :  $m_1 = 1 / 3.0$  et talus aval :  $m_2 = 1 / 2.5$
- le tassement est insignifiant par rapport à la hauteur totale du barrage.
- Le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.





# Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier l'avant-projet détaillé de la digue d'une retenue collinaire Lamridj commune de Beni Hmidène -wilaya de Constantine qui est destiné à l'irrigation.

Une étude topographique a été menée dont le but de localiser le site de l'ouvrage avec les coordonnées suivantes :

X : 847,688 Km ; Y : 363,209 Km ; Z : 384 m N.G.A.

Une étude de synthèse des données géologiques et géotechniques à été menée pour tirer les données qui seront adoptées dans les calculs.

Une étude détaillée du bassin versant a été menée en vue de déterminer les caractéristiques du bassin versant, en effet notre bassin est allongé avec une surface de 7.26 Km<sup>2</sup>, un périmètre de 12.11Km et un temps de concentration de 2.05 h.

Puis une étude hydrologique a été menée pour :

Déterminer les pluies maximales journalières pour les périodes de retour données et de déterminer les différents volumes et hauteurs ; à savoir un volume NNR de 112209m<sup>3</sup> d'une cote de 394 m, un volume mort de 6669 m<sup>3</sup> d'une cote NVM de 386.8 m NGA, un niveau NPHE égale à 395,07 m NGA. Ce qui implique un volume utile de 105540 m<sup>3</sup>

Afin d'éviter les différents aléas liés à l'écoulement, nous avons préconisé :

Un système de drainage, ou une cheminée drainante au niveau de la digue afin de drainer les eaux, éliminer la pression interstitielle et rabattre la ligne de saturation.

Une protection en enrochement afin d'améliorer la stabilité superficielle.

Une étude de stabilité a été menée, à savoir la méthode de fellenius, les résultats obtenus sont admissibles et cela pour tous les scénarios.



## ANNEXE I :

### I.1 :

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1984	37,5	139,3	8,5	330,1	64,1	34,3	177,4	22,2	72,7	1,1	1,6	0,1	888,9
1985	60	30,5	24,9	31,7	110,4	35,2	96,5	35,1	9,9	22,8	1,5	18,3	476,8
1986	30,4	53,1	107,7	99,6	50,8	153,5	80,2	24,2	40,4	5,2	21,6	2,5	669,2
1987	1,6	42,6	35,7	24,1	70,6	56,9	61,8	33,6	34	56,1	6	1,1	424,1
1988	43,9	1,4	22,9	172,2	31,2	61,1	45,7	56,8	24	29,4	12,7	26,2	527,5
1989	31,4	75,3	31,2	11,5	93,1	0	28,7	30,3	46,6	12,3	3	26,2	389,6
1990	13,7	9,1	89,5	124,6	25,1	79,5	95,4	55,9	52	15,5	0,2	0,8	561,3
1991	44,1	67,1	25,6	15	53,3	36,4	57,1	138,5	106,4	11,7	8	4,8	568
1992	43,2	14,9	117,5	174,6	55,5	53,7	30,1	12,4	46,8	11	0,6	4,7	565
1993	15,8	19	28	134,4	60,9	96,2	17,3	72,4	2,6	0	0,6	1,3	448,5
1994	18,8	118,5	7,9	51	226,7	19,5	86,8	36,2	7,3	69,9	0	5,8	648,4
1995	49,9	9,1	41,4	22,7	99,9	187	50,3	59,9	58,6	43,4	3,1	6,3	631,6
1996	14	15,3	30,8	47,9	38,8	21,5	39,6	43,6	19,9	22,2	3,2	10,4	307,2
1997	78,5	50,5	102,1	75,1	42,3	60,4	36,5	78,1	60,4	16,5	0	7,9	608,3
1998	74,7	33	150,3	58,5	90,4	44,1	44,9	31,7	27,9	23,5	7,9	1,2	588,1
1999	84,5	24	80,2	111	21,2	18,5	19,7	32,6	79,7	38,9	0	28	538,3
2000	17,9	46,4	29,2	58,9	121,9	34,4	21	43,6	42,1	0	0,2	3,6	419,2
2001	92,2	11,7	25,4	19,9	28,1	53,5	19,8	33,7	11,3	3,4	19,1	9,7	327,8
2002	15,6	32,9	133,1	117,1	203,8	56,5	32,6	115,5	23,5	6,3	12,6	8,4	757,9
2003	55,2	43,9	22,4	178,7	92,2	13	61,2	52,3	73,9	31	0	5,1	628,9
2004	34,7	45,1	155,1	202,5	64,9	87,3	40,7	64,4	11,3	3,5	3,7	4,4	717,6
2005	17,3	5,5	23	74,6	106,1	71	39,5	21,1	85,5	3,4	0,2	25,3	472,5
2006	47,2	8,6	21,2	148	18,3	40,2	150,3	89,4	22,2	15,1	2,4	13,1	576
2007	53,2	37,6	38,9	131,9	12,6	15,4	102,9	22,6	62,6	20,3	3,9	11,2	513,1
2008	68,2	22,2	47,1	24,6	105,7	59,5	76	133	71,5	0,6	6,1	24,6	639,1

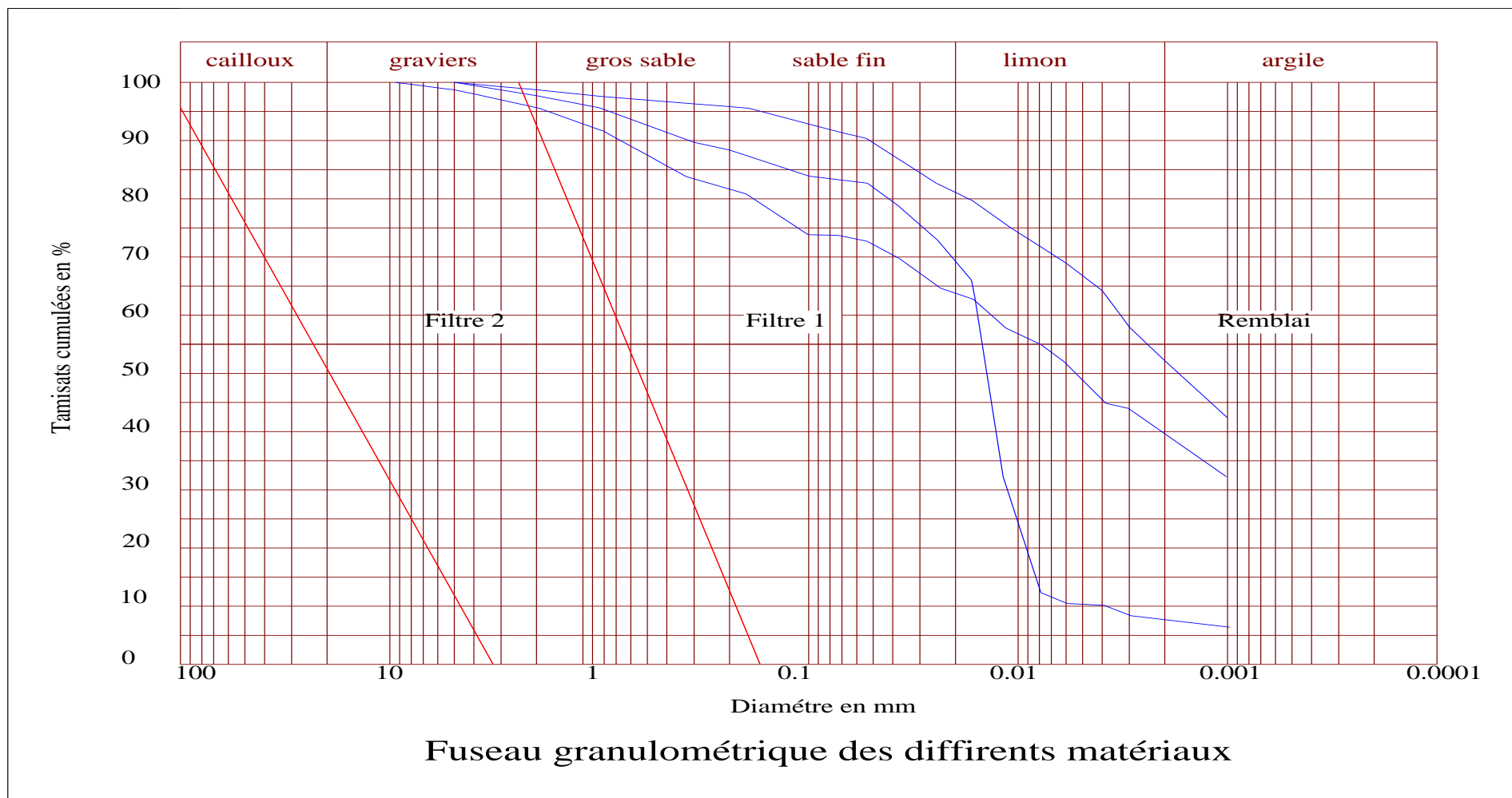
Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Mm	41,74	38,26	55,98	97,61	75,52	55,54	60,48	53,56	43,72	18,52	4,73	10,04	555,72
%	7,51	6,89	10,07	17,56	13,59	10,00	10,88	9,64	7,87	3,33	0,85	1,81	100,00

*Pluies mensuelles et annuelles à Constantine (100410)*

## I.2 :

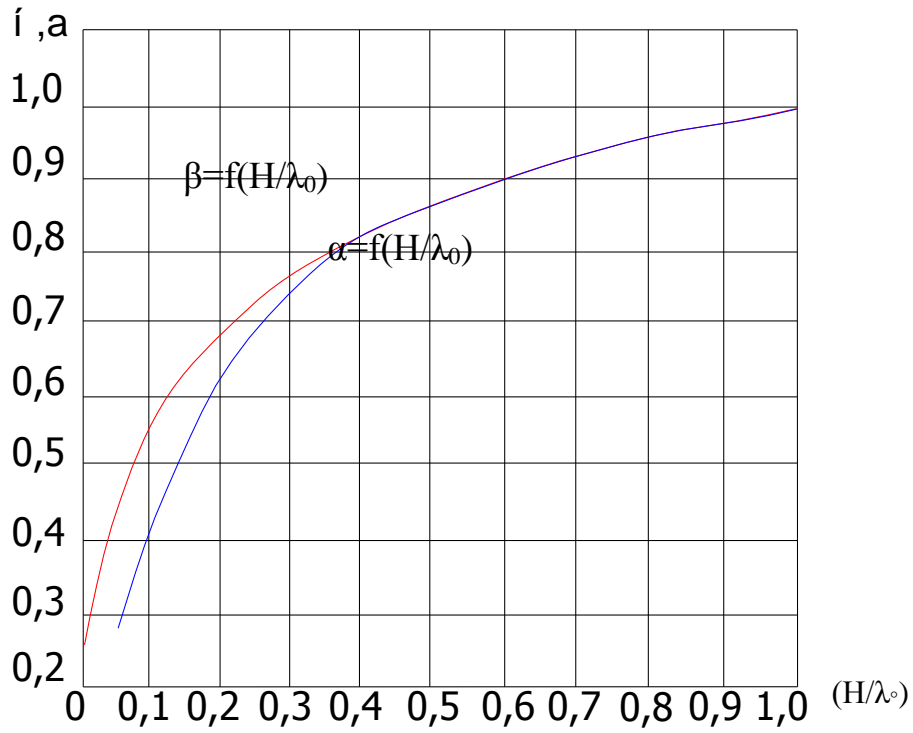
Constantine (10-04-10)	
Année	Pjmax
1984-85	102,5
1985-86	29,1
1986-87	49,1
1987-88	28
1988-89	49,6
1989-90	37,6
1990-91	40,5
1991-92	55,6
1992-93	72,3
1993-94	53,2
1994-95	63,9
1995-96	37,8
1996-97	29,2
1997-98	39,6
1998-99	49,8
1999-00	36,1
2000-01	35
2001-02	55,1
2002-03	61,1
2003-04	36,7
2004-05	88,8
2005-06	31
2006-07	35,1
2007-08	81
2008-09	33,6
2009-10	65,6

**ANNEXE II :**

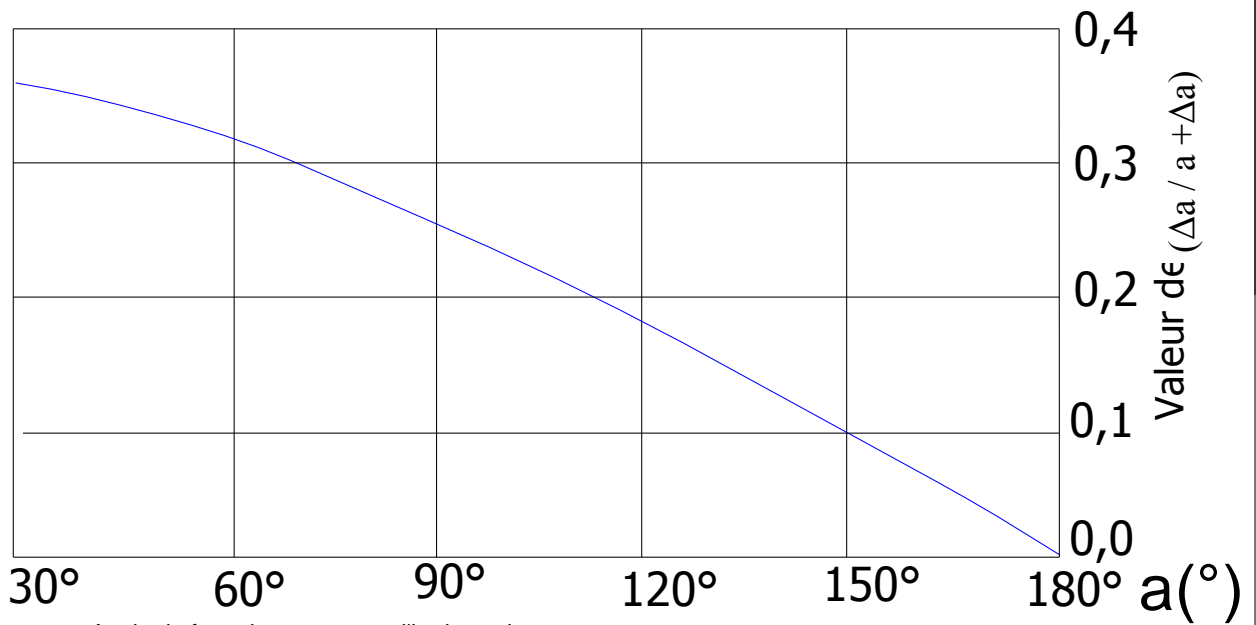




**ANNEXE III :**



Abaque de L'ABOZOVSKY



$a$  : Angle de face du noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE

**ANNEXE IV :**

**Calcul de la stabilité**

**Tableau (V-01) : Talus amont, cas de fin de construction R = 31,39m**

N°	largeur de la tranche b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	γ <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	I	C <sub>eq.I</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	17	21	22	23	24
	R/10							2*(3*6+4*7+5*8)	N°/15	(1-sin <sup>2</sup> α) <sup>0,5</sup>	9*11	9*10	(14*3+15*4+16*5)/(3+4+5)	(18*3+19*4+20*5)/3+4+5	12*21	2/11	17*23
-5	3,03	0,23	0	0	1,8	2	1,7	11,92	-0,33	0,94	11,24	-3,973	7	0,36	4,05	3,21	22,50
-4	3,14	0,61	0	1,5	1,8	2	1,7	22,24	-0,27	0,96	21,44	-5,931	4,87	0,33	7,11	3,26	15,85
-3	3,14	1,78	0	2,76	1,8	2	1,7	35,30	-0,20	0,98	34,59	-7,061	5,18	0,34	11,61	3,20	16,58
-2	3,14	2,96	0	3,63	1,8	2	1,7	46,40	-0,13	0,99	45,99	-6,187	5,35	0,34	15,54	3,17	16,94
-1	3,14	3,25	0	4,18	1,8	2	1,7	50,87	-0,07	1,00	50,76	-3,391	5,31	0,34	17,13	3,15	16,71
0	3,14	3,8	0	4,31	1,8	2	1,7	54,62	0,00	1,00	54,62	0	5,41	0,34	18,50	3,14	16,97
1	3,14	5,11	0	4,11	1,8	2	1,7	60,90	0,07	1,00	60,77	4,0601	5,66	0,34	20,79	3,15	17,81
2	3,14	6,4	0	3,58	1,8	2	1,7	65,36	0,13	0,99	64,78	8,7153	5,92	0,35	22,39	3,17	18,76
3	3,14	7,69	0	2,73	1,8	2	1,7	68,17	0,20	0,98	66,79	13,634	6,21	0,35	23,35	3,20	19,91
4	3,14	9,05	0	1,52	1,8	2	1,7	69,50	0,27	0,96	66,99	18,534	6,57	0,35	23,73	3,26	21,39
5	3,14	10,3	0	0,1	1,8	2	1,7	68,96	0,33	0,94	65,02	22,988	6,97	0,36	23,38	3,33	23,21
6	3,14	9,45	0	0	1,8	2	1,7	63,86	0,40	0,92	58,53	25,546	7	0,36	21,07	3,42	23,97
7	3,14	8,01	0	0	1,8	2	1,7	55,82	0,47	0,88	49,37	26,049	7	0,36	17,77	3,55	24,84
8	3,14	5,72	0	0	1,8	2	1,7	43,02	0,53	0,85	36,39	22,946	7	0,36	13,10	3,71	25,98
9	1,02	1,84	0	0	1,8	2	1,7	6,94	0,60	0,8	5,548	4,1614	7	0,36	2,00	1,28	8,93
								723,90	0	1	723,9	120,09		5,23	241,52		290,36

**F<sub>ss</sub>= 4,43**

**F<sub>s</sub>= 2,71**

### Calcul de la stabilité

**Tableau (V-02) : Talus aval, cas de fin de construction R = 31.75m**

N°	largeur de la tranche b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	g <sub>1</sub>	g <sub>2</sub>	g <sub>3</sub>	W	sin a	cos a	N	T	C <sub>eq</sub>	tg <sub>jeq</sub>	N.tg <sub>jeq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	17	21	22	23	24
	R/10							2*(3*6+4*7+5*8)	N°/14	(1-sin <sup>2</sup> a) <sup>0,5</sup>	9*11	9*10	(14*3+15*4+16*5)/(3+4+5)	(18*3+19*4+20*5)/3+4+5	12*21	2/11	17*23
-3	2,11	1,83	0	0,4	2,3	2,5	1,7	22,41	-0,21	0,98	21,89	-4,801	6,461883408	0,35	7,72	2,16	13,96
-2	3,175	3,88	0	1,26	2,3	2,5	1,7	53,19	-0,14	0,99	52,65	-7,599	6,26	0,35	18,44	3,21	20,10
-1	3,175	4,68	0	1,76	2,3	2,5	1,7	61,65	-0,07	1,00	61,49	-4,404	6,18	0,35	21,47	3,18	19,67
0	3,175	5,61	0	1,92	2,3	2,5	1,7	69,28	0,00	1,00	69,28	0	6,24	0,35	24,23	3,18	19,80
1	3,175	5,91	0	1,76	1,8	2	1,7	53,81	0,07	1,00	53,67	3,8436	6,31	0,35	18,83	3,18	20,09
2	3,175	8,34	0	1,49	1,8	2	1,7	66,13	0,14	0,99	65,45	9,447	6,55	0,35	23,17	3,21	21,00
3	3,175	9,74	0	0,75	1,8	2	1,7	70,16	0,21	0,98	68,53	15,035	6,79	0,36	24,48	3,25	22,06
4	3,175	10,9	0	0	1,8	2	1,7	72,51	0,29	0,96	69,49	20,717	7,00	0,36	25,02	3,31	23,19
5	3,175	10,7	0	0	1,8	2	1,7	71,55	0,36	0,93	66,83	25,553	7,00	0,36	24,06	3,40	23,79
6	3,175	9,98	0	0	1,8	2	1,7	67,59	0,43	0,90	61,07	28,968	7,00	0,36	21,99	3,51	24,60
7	3,175	8,71	0	0	1,8	2	1,7	60,41	0,50	0,87	52,32	30,207	7,00	0,36	18,84	3,67	25,66
8	3,175	6,56	0	0	1,8	2	1,7	48,26	0,57	0,82	39,61	27,579	7	0,36	14,26	3,87	27,08
9	3,175	2,88	0	0	1,8	2	1,7	27,47	0,64	0,77	21,04	17,657	7	0,36	7,57	4,14	29,01
10	1,60	0,0	0	0	1,8	2	1,7	5,67	0,71	0,70	3,966	4,0482	7	0,36	1,43	2,29	16,00

**Fss= 3,35**

**Fs= 2,27**

### Calcul de la stabilité

**Tableau (V-03) : Talus amont, cas fonctionnement normale e la retenue R = 31,39m**

N°	largeur de la tranche b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	g <sub>1</sub>	g <sub>2</sub>	g <sub>3</sub>	W	sin a	cos a	N	T	C <sub>eq</sub>	tgj <sub>1</sub>	tgj <sub>eq</sub>	N.tgj <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	17		21	22	23	24
	R/10							2*(3*6+4*7+5*8)	N°/15	(1-sin <sup>2</sup> a) <sup>0,5</sup>	9*11	9*10	(14*3+15*4+16*5)/(3+4+5)		(18*3+19*4+20*5)/3+4+5	12*21	2/11	17*23
-5	3,03	0	0,2	0	1,8	2	1,7	10,68	-0,33	0,94	10,07	-3,56	4		0,46	4,63	3,21	12,86
-4	3,139	0	0,6	1,5	1,8	2	1,7	18,83	-0,27	0,96	18,15	-5,022	4,00		0,36	6,54	3,26	13,03
-3	3,139	0	1,8	2,76	1,8	2	1,7	25,36	-0,20	0,98	24,85	-5,072	4,00		0,37	9,31	3,20	12,81
-2	3,139	0	3	3,63	1,8	2	1,7	29,86	-0,13	0,99	29,6	-3,982	4,00		0,38	11,33	3,17	12,67
-1	3,139	0	3,3	4,18	1,8	2	1,7	32,71	-0,07	1,00	32,64	-2,181	4,00		0,38	12,44	3,15	12,58
0	3,139	0	3,8	4,31	1,8	2	1,7	33,39	0,00	1,00	33,39	0	4,00		0,39	12,87	3,14	12,56
1	3,139	0	5,1	4,11	1,8	2	1,7	32,35	0,07	1,00	32,28	2,157	4,00		0,40	12,83	3,15	12,58
2	3,139	0	6,4	3,58	1,8	2	1,7	29,61	0,13	0,99	29,34	3,947	4,00		0,41	12,02	3,17	12,67
3	3,139	0	7,7	2,73	1,8	2	1,7	25,20	0,20	0,98	24,69	5,041	4,00		0,42	10,45	3,20	12,81
4	3,139	0	9,1	1,52	1,8	2	1,7	18,94	0,27	0,96	18,25	5,05	4,00		0,44	8,03	3,26	13,03
5	3,139	0	10	0,1	1,8	2	1,7	11,58	0,33	0,94	10,92	3,86	4,00		0,46	5,01	3,33	13,32
6	3,139	0	9,5	0	1,8	2	1,7	11,06	0,40	0,92	10,14	4,425	4		0,46	4,66	3,42	13,70
7	3,139	0	8	0	1,8	2	1,7	11,06	0,47	0,88	9,785	5,163	4		0,46	4,50	3,55	14,20
8	3,139	5,72	0	0	1,8	2	1,7	43,02	0,53	0,85	36,39	22,95	7		0,36	13,10	3,71	25,98
9	1,02	1,84	0	0	1,8	2	1,7	6,94	0,60	0,80	5,548	4,161	7		0,36	2,00	1,28	8,93

**F<sub>ss</sub> = 9.03**

**F<sub>s</sub> = 4.59**



### Calcul de la stabilité

**Tableau (V-04) : Talus aval, cas fonctionnement normale e la retenue R = 31,75m**

N°	largeur de la tranche b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	γ <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	17	21	22	23	24
	R/10							2*(3*6+4*7+5*8)	N°/14	(1-sin <sup>2</sup> α) <sup>0,5</sup>	9*11	9*10	(14*3+15*4+16*5)/(3+4+5)	(18*3+19*4+20*5)/3+4+5	12*21	2/11	17*23
-3	2,11	0	1,8	0,4	2,6	2,7	1,7	16,20	-0,21	0,98	15,83	-	4	0,43	6,88	2,16	8,64
-2	3,175	0	3,9	1,26	2,6	2,7	1,7	28,89	-0,14	0,99	28,59	-	4,00	0,43	12,17	3,21	12,83
-1	3,175	0	4,7	1,76	2,6	2,7	1,7	31,51	-0,07	1,00	31,43	-	4,00	0,42	13,25	3,18	12,73
0	3,175	0	5,6	1,92	2,6	2,7	1,7	32,35	0,00	1,00	32,35	0	4,00	0,42	13,72	3,18	12,70
1	3,175	5,91	0	1,76	1,8	2	1,7	53,81	0,07	1,00	53,67	3,844	6,31	0,35	18,83	3,18	20,09
2	3,175	8,34	0	1,49	1,8	2	1,7	66,13	0,14	0,99	65,45	9,447	6,55	0,35	23,17	3,21	21,00
3	3,175	9,74	0	0,75	1,8	2	1,7	70,16	0,21	0,98	68,53	15,04	6,79	0,36	24,48	3,25	22,06
4	3,175	10,9	0	0	1,8	2	1,7	72,51	0,29	0,96	69,49	20,72	7,00	0,36	25,02	3,31	23,19
5	3,175	10,7	0	0	1,8	2	1,7	71,55	0,36	0,93	66,83	25,55	7,00	0,36	24,06	3,40	23,79
6	3,175	9,98	0	0	1,8	2	1,7	67,59	0,43	0,90	61,07	28,97	7,00	0,36	21,99	3,51	24,60
7	3,175	8,71	0	0	1,8	2	1,7	60,41	0,50	0,87	52,32	30,21	7,00	0,36	18,84	3,67	25,66
8	3,175	6,56	0	0	1,8	2	1,7	48,26	0,57	0,82	39,61	27,58	7	0,36	14,26	3,87	27,08
9	3,175	2,88	0	0	1,8	2	1,7	27,47	0,64	0,77	21,04	17,66	7	0,36	7,57	4,14	29,01
10	1,60	0,20	0	0	1,8	2	1,7	6,21	0,71	0,70	4,345	4,435	7	0,36	1,56	2,29	16,00

**Fss= 2,91**

**Fs= 2,09**



# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : A. Ouamane : « Polycopie du cours – Les barrages réservoirs », Université Mohamed Oum El Bouaghi », Mémoire de fin d'études, (E.N.S.H). Blida, Septembre 2006. Khider. Biskra, 2004.
- [2] : A. Schleiss et H. Pougatsch : « Les Barrages », du projet à la mise en service PPUR, 2011.
- [3] : Belokonev : « barrages en matériaux locaux ». Tipasa 1981.
- [4] : B. Touaibia : « manuel pratique d'hydrologie », (E.N.S.H). Blida. Mars 2004.
- [5] : B. Touaibia : « Polycopie de cours de régularisation des débits "les retenues" », (E.N.S.H), Blida. Janvier 2000.
- [6] : B. Messaid : « Polycopie du cours –Barrage », Université Hadj Lakhdar. Batna, 2009.
- [7] : F. Belaabed : « Etude d'un petit barrage (retenue collinaire) sur l'Oued Ksar Sbahi W.
- [8] : F. Belaabed : « Contribution à l'étude des déversoirs en touches de piano (PK-Weir) noyés par l'aval », Mémoire de Magister, Université de Biskra, Algérie. 2011.
- [9] : F. Lempérière et A. Ouamane: « The Piano Keys Weir: a new cost-effective solution for spillways», The International Journal on Hydropower & Dams, Issue Four. 2003.
- [10] : G. Degoutte : « Petits barrages », Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi, Comité français des grands barrages Edition Cemagref. France. 1997.
- [11] : J. Duand, P. Royet, P. Merieux : « techniques des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale », Editions Cemagref. Paris, Avril 1999.
- [12] : L. Djemili : « Critères de choix de projet des barrages en terre - étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat, 2006.
- [13]. Marc Lefranc : « Evolution dans l'exploitation des évacuateurs de crues et rénovations récentes sur les barrages d'Electricité de France », France. 1992.
- [12] : Ministère de l'agriculture française « Technique des barrages en aménagement rural », Édition, 1977.
- [13] : N. Bayou : « Etude d'avant projet détaille de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire », Mémoire de fin d'études, Université de Jijel, Algérie. 2016.

[14] : R. Rolley : « Technique des barrages en aménagement rural », Edition Eyolles. Paris, 1974.

[15]: S. Erpicum, O. Machiels, P.Archambeau, B. Dewals, et M. Pirotton: «Energy dissipation on a stepped spillway downstream of a Piano Key Weir – Experimental study», Proc. of the Int. Labyrinth and Piano Key Weir-PKW (pp. 105–111). Leiden: CRC Press. 2011.

[16] : V. Volkov : « Guide de la thèse de fin d'études », (E.N.S.H). Blida 1986.

[17] : <http://www.anbt-dz.com/> , Agence Nationale des Barrages et Transferts (Website).